

ТРУДЫ МЕЖДУНАРОДНОЙ
КОНФЕРЕНЦИИ ПО ГЕОТЕХНИКЕ

ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ МЕГАПОЛИСОВ

Том 4



7-10 июня 2010 г.
Москва, Россия

ТРУДЫ
МЕЖДУНАРОДНОЙ КОНФЕРЕНЦИИ ПО ГЕОТЕХНИКЕ

ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ МЕГАПОЛИСОВ

Москва, 7-10 июня 2010 г.

Том 4

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 «Геореконструкция»
190005, Измайловский пр. 4, Санкт-Петербург, Россия

ISBN 978-5-9902005-2-4

© НИИОСП, 2010

© ПИ «Геореконструкция», 2010

Отпечатано в типографии 'МСТ', Россия, Санкт-Петербург

ПРЕДИСЛОВИЕ

Сегодня человечество сталкивается с небывалым нарастанием темпов урбанизации. Ярким ее проявлением является образование крупных городов. В 2005 году городов с населением более 3 миллионов было 27, а к 2025 году, по прогнозам, их будет более полутора сотен.

Современный мегаполис является точкой сосредоточения производительных и творческих сил человека и в то же время источником тяжелых проблем: экология, транспорт, предотвращение и минимизация последствий катастроф.

Мегаполис ставит перед инженером-геотехником самые сложные задачи. Необходимо наряду с геологическими условиями учитывать наличие существующих зданий, подземных сооружений и коммуникаций в стесненных условиях плотной застройки, часто осложняемых плохими экологическими условиями, сложившимися в результате жизни и деятельности миллионов людей.

Стремление обеспечить жильем и рабочими местами как можно большее количество людей привело к такому характерному для мегаполисов явлению, как высотные здания. Именно они определяют внешний облик большого города, бросая при этом вызов инженерам всех специальностей. Приходится решать задачи о восприятии грунтовым основанием существенно возросших нагрузок, обеспечивая при этом допустимость деформаций существующих объектов. Основания и фундаменты высотных зданий являются поэтому одним из наиболее популярных объектов исследований со стороны геотехников. Решить проблему нехватки места за счет использования надземного пространства призваны также городские мосты и эстакады, проектирование и строительство которых создает специфические проблемы фундаментостроения.

Другой способ решения проблем мегаполисов – использование подземного пространства: при устройстве развитых подземных частей во вновь возводимых зданиях, при углублении подвалов существующих зданий в ходе их реконструкции, при создании подземных транспортных магистралей. Самые трудные геотехнические проблемы здесь возникают при встрече существующих и вновь проектируемых объектов, особенно в составе крупных многофункциональных комплексов. Одним из эффективных средств решения соответствующих геотехнических проблем является укрепление грунтов.

Проблемы взаимодействия вообще характерны для геотехники мегаполисов. Взаимодействие фундаментов, воздействие новых зданий и сооружений на подземные сооружения, а также воздействие новых подземных сооружений на существующие здания и сети – все эти проблемы уже находятся в поле зрения инженеров-геотехников и должны привлечь еще большее внимание в будущем. Системный подход к проблеме диктует необходимость оценивать как риски геотехнических отказов, так и геологические риски при городском планировании. Последние часто связаны со строительством на специфических грунтах.

Многие мегаполисы сформировались на месте городов с многовековой историей. Необходимость сохранения исторических зданий является дополнительным факто-

ром, порождающим трудности для геотехников. Усиление и реконструкция существующих фундаментов являются одним из важнейших направлений их деятельности.

Другой стороной длительной жизнедеятельности человека в местах поселения является загрязнение среды обитания, что вызывает необходимость решать геоэкологические проблемы в ходе строительства на загрязненных грунтах. К этому же ряду проблем относится сохранение гидрогеологической ситуации при освоении подземного пространства, водозаборе и других техногенных воздействиях.

Являясь порождением современной цивилизации, мегаполисы в то же время ставят вопрос о ее будущем. Сохранение природных ресурсов при жизнеобеспечении мегаполисов уже начало привлекать внимание инженеров-геотехников, приступающих к решению задачи устойчивого развития.

Осознание профессиональным сообществом затруднительности сложившейся ситуации и привело к организации международной конференции «Геотехнические проблемы мегаполисов». Беспрецедентное количество технических комитетов международного общества ISSMGE объединило усилия, чтобы взаимодействие специалистов разных направлений смогло существенно продвинуться к сбалансированному и обоснованному снижению рисков и затрат при геотехническом строительстве в наиболее важных населенных пунктах, являющихся домом для значительной части человечества.

Публикация настоящего пятитомника, включающего четырнадцать лекций и более двух сотен статей ведущих мировых специалистов-геотехников, должна зафиксировать состояние дел в области и наметить пути решения наиболее важных задач. Редакторы надеются, что эти цели хотя бы отчасти достигнуты.

В.П. Петрухин
Председатель Организационного комитета

В.М. Улицкий
Сопредседатель Организационного комитета

ОРГАНИЗАТОРЫ

Международное общество по механике грунтов и геотехнике (ISSMGE) и пять его технических комитетов:

- Технический комитет №18 “Фундаменты глубокого заложения”
- Технический комитет № 28 “Подземное строительство в нескальных грунтах”
- Технический комитет № 32 “Инженерная практика оценки и управления риском”
- Технический комитет № 38 “Взаимодействие сооружения с основанием”
- Технический комитет № 41 “Геотехническая инфраструктура мегагородов и новых столиц”

Научно-исследовательский, проектно-изыскательский и конструкторско-технологический институт оснований и подземных сооружений имени Н.М. Герсванова (НИИОСП им. Н.М. Герсванова), Москва.

НПО “Геореконструкция-Фундаментпроект”, Санкт-Петербург

ОРГКОМИТЕТ КОНФЕРЕНЦИИ

В.П. Петрухин, Председатель Организационного комитета, профессор, директор НИИОСП им.Н.М. Герсванова, Россия

В.М. Улицкий, Сопредседатель Организационного комитета, профессор, заведующий кафедрой Санкт-Петербургского университета путей сообщения, председатель ТК 38, Россия

И.В. Колыбин, заместитель директора НИИОСП им. Н.М. Герсванова, Россия

А.Г. Шашкин, генеральный директор НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», Россия.

М.Б. Лисюк, заместитель директора НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», член Комиссии по инновациям и развитию ISSMGE, Россия

М.Л. Холмянский, ведущий научный сотрудник НИИОСП им. Н.М. Герсванова, Россия – ученый секретарь конференции

МЕЖДУНАРОДНЫЙ НАУЧНЫЙ КОМИТЕТ

Педро Секо е Пинто, Португалия

Н. Тейлор, Великобритания

Р. Франк, Франция

В. Ван Импе, Бельгия

Ж.-Л. Брио, США

В.А. Ильичев, Россия

Р. Кастнер, Франция

Р. Катценбах, Германия

А. Негро, Бразилия

Ф. Надим, Норвегия

А.Ж. Жусупбеков, Казахстан

А.Б. Фадеев, Россия

М.Ю. Абелев, Россия

З.Г. Тер-Мартirosян, Россия

В.И. Шейнин, Россия

В.Г. Федоровский, Россия

СЕКРЕТАРИАТ

М.Л. Холмянский – ученый секретарь конференции,
НИИОСП им. Н.М. Герсегонова, Москва

Г.К. Фурсова, НИИОСП им. Н.М. Герсегонова, РОМГГиФ, Москва

Е.В. Дубинин, НПО “Геореконструкция-Фундаментпроект”, Санкт-Петербург

Содержание

Том 4

Секция 1а

Основания и фундаменты высотных зданий

А.Н. Алехин, А.А. Алехин

Определение параметров нелинейной модели грунта
по данным полевых испытаний 1201

В.А. Барвашов, Г.Г. Болдырев

Экспериментально-теоретические исследования свайно-плитных фундаментов 1209

В.А. Барвашов, А.И. Найденов

Осадки и крены жестких сооружений 1213

Б.Ф. Галай, Д.М. Стешенко, Л.В. Бабаевская, Б.Б. Галай

Геотехнические проблемы высотного строительства в г. Ставрополе 1217

А.А. Григорян

О несущей способности и осадках буронабивных свай
для высотного строительства на глинистых грунтах
с учетом нового существа разрушения их оснований 1220

А.В. Драницын

Совершенствование методики динамических испытаний буронабивных свай 1228

В.Я. Еремин, А.В. Еремин, Б.В. Бахолдин, А.М. Дзагов, Е.А. Парфенов

Об увеличении несущей способности набивных свай во времени 1236

А.Ж. Жусупбеков, Н.Т. Алибекова, Ё. Ивасаки

Зонирование территории г. Астаны
по типам основания для оптимизации длин свай 1244

В.В. Знаменский, А.М. Рузаев

Влияние параметров свайного фундамента на работу низкого ростверка 1250

Н.К. Капустян, В.К. Таракановский, А.Б. Вознюк, А.Н. Климов, А.В. Беспалова

Опыт проведения геотехнического мониторинга высотного здания в Москве 1252

<i>Ю.А. Киричек, А.В. Трегуб</i> Об эффективности применения нелинейной модели расчета осадок столбчатых фундаментов	1260
<i>П.И. Кривошеев, Н.Л. Зоценко, А.Н. Павликов, Б.Н. Петтер</i> Особенности фундирования сборно-монолитных каркасных жилых зданий в условиях центрального региона Украины.....	1264
<i>В.Л. Кубецкий, В.Я. Еремин</i> Опыт строительства зданий повышенной этажности на сваях-РИТ в г. Москве.....	1270
<i>Ш. Кунц, Л. Хюммелер, А. Леманн</i> Новый путь оптимизации и испытания оснований из буронабивных свай: технология Lift Cell.....	1275
<i>М.Б. Мариничев, К.Ш. Шадунц, А.Ю. Маршалка</i> Возможности регулирования и перераспределения усилий в элементах свайно-плитных фундаментов высотных зданий.....	1281
<i>В.А. Миронов, О.Е. Софьин</i> Прочность и деформируемость оснований при строительстве на водонасыщенных грунтах.....	1287
<i>И.Т. Мирсаяпов, Д.А. Артемьев</i> Несущая способность плитно-свайных фундаментов с учетом совместного деформирования с грунтовым массивом.....	1291
<i>И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева</i> Длительная прочность и деформативность глинистых грунтов при трехосном сжатии	1295
<i>А.В. Сбитнев, С.В. Татаринов</i> Особенности определения несущей способности свай «DDS».....	1301
<i>Б.С. Смолин, ВВ. Захаров, В.В. Пузанов</i> Опыт проведения испытаний по международному стандарту ASTM. Требования стандарта, его анализ и проблемы применения в России	1305
<i>З.Г. Тер-Мартirosян, А.З. Тер-Мартirosян</i> Деформации ползучести грунтов оснований высотных зданий при циклическом и вибрационном воздействиях	1309
<i>Р.М. Хафизов</i> Влияние микротрещин на разуплотнение и разрушение песчаных грунтов под штампом	1315

Фундаменты городских мостов и эстакад

Б.В. Бахолдин, Е.В. Труфанова

Корректировка существующих методик оценки сопротивления свай
горизонтальным нагрузкам 1325

Н.И. Горшков, М.А. Краснов

Опыт разработки и применения геомеханического обеспечения
на основе МКЭ при проектировании оснований транспортных сооружений 1331

В.С. Казанцев, Н.С. Девотченко

Развитие транспортных магистралей в городе Челябинске 1339

А.В. Самородов, И.Я. Лучковский, С.М. Евель, Д.Л. Паценкер, Е.Н. Герасимович

Несущая способность свай
на сочетание выдергивающих и горизонтальных нагрузок 1344

Строительство на специфических грунтах

Р.Ш. Абжалимов

Принципы расчета малоэтажных зданий и подземных сооружений
на пучинистых грунтовых основаниях 1351

В.А. Барвашов, П.В. Харламов

К расчету фундаментов на закарстованном основании 1359

А.А. Буданов, А.А. Буданова

Вопросы определения расчетного диаметра карстового провала
в потенциально опасном районе 1364

Б.Ф. Галай, Д.М. Стешенко, Р.С. Кузнецов, Б.Б. Галай

Специфические грунты и связанные с ними аварийные деформации
зданий и сооружений на территории Кавказских Минеральных Вод 1370

Б.В. Гончаров, В.Ф. Ковалев

Опыт устройства и эксплуатации системы наблюдения
за плитно-свайным фундаментом на карстоопасной площадке 1375

Н.З. Готман, М.З. Каюмов, Ю.А. Готман

Расчет фундаментов заглубленных зданий над карстовой полостью 1379

В.И. Крутов, В.К. Козгай, В.С. Глухов

Учет уплотнения грунтов при расчете свайных фундаментов 1385

С.В. Сергеев, М.А. Рыбалов, А.И. Рыбалов

Опыт использования меловых грунтов в качестве основания 1389

<i>З.Г. Тер-Мартirosян, А.Ю. Мирный</i> Механические свойства неоднородных грунтов	1391
<i>Ю.Ф. Тугаенко, А.П. Ткалич, В.А. Новский</i> Исследования свойств известняка-ракушечника в полевых и лабораторных условиях	1395
<i>А.З. Хасанов, З.А. Хасанов, И.И. Усманходжаев</i> Укрепление лессовых грунтов с использованием метода вертикального армирования и практические рекомендации по их применению.....	1401
<i>К.Г. Шашкин, А.О. Мамонов, О.С. Кувалдина</i> Оценка нелинейной зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора в лабораторных испытаниях слабофильтрующих глинистых грунтов и ее использование при расчете фильтрационной консолидации	1407
 Секция 1b Глубокие выемки, подпорные конструкции, «стены в грунте»	
<i>А.А. Аникин, А.И. Мороз, М.С. Наймагон, В.С. Жашков</i> Определение горизонтальных перемещений верха ограждения котлована	1417
<i>В.А. Барвашов, Х.А. Джантимиров, И.М. Иовлев</i> Метод расчета устойчивости грунтовых массивов, укрепленных нагелями.....	1423
<i>Н.С. Жаворонко, С.Н. Жаворонко, И.С. Кабанов</i> Применение безрезонансного вибропогружения при геотехнических работах.....	1429
<i>С.О. Зеге, И.И. Бройд</i> Усовершенствованная технология строительства заглубленных сооружений (московский метод)	1433
<i>А.Г. Малинин, Д.А. Малинин</i> Применение фибerglassовых анкеров в подземном строительстве.....	1437
<i>И.М. Малый</i> Применение анкерных микросвай «Титан» для крепления ограждающих конструкций котлованов и подпорных стен на объектах транспортного строительства г. Москвы	1445
<i>Р.А. Мангушев, Н.В. Ошурков, А.В. Игошин</i> Оценка влияния техногенных факторов на изменение характеристик грунтов при устройстве подземного пространства большого объема	1453
<i>И.Т. Мирсаяпов, А.А. Абдуллаев</i> Экспериментальное исследования напряженно-деформированного состояния грунтовых оснований глубоких фундаментов	1460

А.И. Мороз, А.А. Аникин

К вопросу об определении усилий в грунтовых анкерах
и преднапряженных конструкциях 1466

Л.А. Строкова

Численное моделирование перемещений
гибкой консольной подпорной стенки 1470

Тоннели для подземной транспортной инфраструктуры и других сетей

К.П. Безродный, В.А. Маслак, М.О. Лебедев

О напряженно-деформированном состоянии грунтов
впереди забоя подземной выработки 1477

Р.Э. Дашко, П.В. Котюков

Эксплуатационная надежность перегонных тоннелей Петербургского
метрополитена в сложных инженерно-геологических, гидрогеологических
и геоэкологических условиях 1481

Г.О. Смирнова, В.Г. Голубев

Укрепление грунтов при сооружении сбоек между транспортными тоннелями..... 1489

Н.Н. Фотиева, Н.С. Булычев, П.В. Деев, А.Н. Левченко, С.Р. Гильштейн

Проблемы проектирования и расчета подземных сооружений мегаполисов..... 1495

Секция 2а

Воздействие новых зданий и сооружений на подземные сооружения

Л.В. Жукова, М.А. Логачев

Комплексный подход к оценке и исключению негативного влияния
строительства инженерных коммуникаций
на подземные сооружения метрополитена в г. Москве 1507

Г.А. Матвеев, В.А. Лукин, А.Б. Фадеев

Опыт проектирования и строительства
свайно-плитного фундамента группы зданий..... 1513

В.К. Мусаев

Математическое моделирование волн напряжений в объектах геотехники
при сейсмических воздействиях..... 1517

В.Н. Парамонов, Н.И. Стекланникова

Оценка взаимного влияния зданий и сооружений и подземных
коммуникаций в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга 1525

Воздействие новых подземных сооружений на существующие здания и сети

А.Г. Алексеев, Г.И. Бондаренко, В.Е. Конаш

Исследование влияния оттаивания грунтов,
замороженных при строительстве тоннелей, на деформации сооружений 1535

М.Г. Демчишин, А.Н. Анацкий

Воздействие дренажных коллекторов глубокого заложения
на геотехнические условия склонов..... 1541

О.Н. Исаев, И.А. Боков, Р.Ф. Шарафутдинов

К вопросу влияния расчетных параметров
на моделирование перемещений грунта при проходке тоннелей..... 1547

*П.А. Коновалов, Б.Ф. Кисин, В.Я. Еремин, А.В. Еремин, А.Ю. Татулин,
Н.В. Сарафанов, Ю.В. Сигута, А.Н. Минасенко*

Опыт крепления котлованов в условиях плотной застройки 1555

Н.С. Никифорова, Д.А. Внуков

Отсечные экраны из грунтоцементных свай
для защиты зданий при строительстве коммуникационных тоннелей 1561

Н.А. Перминов, С.В. Ломбас, А.Н. Перминов

Опыт геомониторингового обеспечения техносферной безопасности при
инженерном освоении и эксплуатации подземного пространства мегаполиса..... 1565

И.К. Попсуенко, Д.Б. Миронов

Деформация здания в результате разработки траншеи
под тепломагистраль и технологическая осадка при укреплении его основания 1571

В.М. Улицкий, К.Г. Шашкин, А.Г. Шашкин, Ма-Нин

Комплексный анализ результатов геотехнического мониторинга на площадке
строительства подземного сооружения на пл. Восстания в Санкт-Петербурге 1575

В.Я. Шишкин, В.А. Макеев

Эффективность применения микроцемента при возведении подземных гаражей
вплотную к зданиям исторической застройки 1583

Секция 1а

Основания и фундаменты высотных зданий

Фундаменты городских мостов и эстакад

Строительство на специфических грунтах

Основания и фундаменты высотных зданий

Определение параметров нелинейной модели грунта по данным полевых испытаний

А.Н. Алехин

Уральский государственный университет путей сообщений, Екатеринбург, РФ

А.А. Алехин

СОООФ «Центр качества строительства», Екатеринбург, РФ

АННОТАЦИЯ: В последние десятилетия в геотехнической науке происходят существенные изменения. Во-первых, четко прослеживается тенденция развития высотного строительства и уплотнения городской застройки. Во-вторых, современное состояние вычислительной техники (ее мощность и доступность) позволяет выполнять совместные расчеты сооружений и их оснований с помощью нелинейных моделей грунта. В статье приводится устойчивый метод определения параметров нелинейной модели грунта, соответствующей приведенной в ГОСТ 12248-96. На основании результатов исследований предлагается расширить зависимость для модуля сдвига G по ГОСТ 12248-96 введением в нее коэффициента, учитывающего вид напряженного состояния. Обсуждаются результаты использования полученных значений нелинейных параметров для решения некоторых геотехнических вопросов на конкретных объектах.

1. ОБОСНОВАНИЕ МЕТОДА

1.1. Актуальность проблемы

Существующая во всем мире тенденция развития крупных городов приводит к концентрации сложных по архитектуре и конструктивному решению высотных зданий и сооружений в деловой части города. При этом, как правило, приходится возводить новые сооружения вплотную к существующей застройке, и, нередко, в неблагоприятных грунтовых условиях. Как показывает практика проектирования, эти обстоятельства требуют совершенствования, в том числе, методов расчетов грунтовых оснований.

В последние десятилетия в теориях расчетов сооружений происходят существенные изменения, связанные, прежде всего, с революционным развитием вычислительной техники, многократно увеличившим ее мощность и доступность. В расчете грунтовых оснований и сооружений это позволяет реально, на уровне проектных организаций применять нелинейные модели, что еще с 70-х – 80-х годов прошлого века было рекомендовано нормативными документами (СНиП II-15-74 и ГОСТ 26518-85). Но здесь проявляется специфическая проблема грунтов, особенно в условиях их природного залегания – влияние на величину расчетных механических параметров, причем в рамках любой модели, трудно учитываемых факторов, например, природного напряженного

состояния основания, нарушения структуры грунта при отборе образцов для лабораторных испытаний и др. Единственное проявление этих факторов содержится в результатах полевых (*in situ*) испытаний. Не случайно, поэтому, нормативные документы по проектированию оснований и фундаментов требуют определения или корректировки деформационных и прочностных характеристик грунтов по данным полевых испытаний (СП 50-101-2004). По этой же причине до сих пор расчеты, например, оснований сооружений, в том числе плитных фундаментов выполняются, в основном, в рамках линейных моделей Фусса-Винклера и Гука, а также их разномодульных модификаций, позволяющих определять значения механических характеристик грунтов из полевых испытаний путем решения обратных задач аналитически в замкнутом виде. При этом, как отмечал один из известных исследователей Дж. Белл (Белл, 1984): «Скорее математическая простота, чем невнимание к хорошо установленным деталям эксперимента, дала толчок к принятию линейности». По этому же поводу в своем фундаментальном труде К. Терцаги указал (Терцаги, 1961): «Каждая теория прикладной механики практически построена на ряде допущений... Эти допущения всегда находятся в известной степени в противоречии с природой; однако строгие математические решения обычно слишком сложны для общего при-

менения при расчете сооружений, и мы вынуждены в таких случаях искать дальнейшее упрощение в целях сокращения чисто счетной работы». По вполне понятным причинам в настоящее время проблема сокращения счетной работы потеряла свою актуальность и значимый успех может быть достигнут только с помощью нелинейных моделей грунта, позволяющих отказаться от применявшихся ранее приближенных методов расчета с использованием так называемых «коэффициентов постели» или модели Гука.

1.2. Недостатки линейных моделей грунта

Что касается применения линейных моделей для расчета грунтовых оснований, то исследователям хорошо известны, связанные с этим проблемы, некоторые из которых указаны ниже.

Прежде всего, график классического линейного деформирования (модель Гука) в координатах инвариантов напряжений и деформаций σ , ε , σ_i , ε_i не соответствует реальному деформированию грунта, особенно в части деформаций сдвига в осях $\sigma_i - \varepsilon_i$. Хотя интегральные графики перемещений грунта от нагрузки, особенно на начальном участке, могут иметь вид очень близкий к линейному, что собственно и позволило в свое время применить к расчету деформаций основания линейные теории. Иллюстрацией этого может служить, например, график прессиометрического испытания П2, изображенный на рисунке 13. Упрощенная схема реального деформирования грунта (без контракции и дилатансии) приведена на рисунке 3, что отражено в ГОСТ 26518-85 и ГОСТ 12248-96.

Другие недостатки применения к анализу напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтовых оснований и сооружений линейных моделей напрямую связаны с их общим недостатком, указанным выше, и выражающимся в постоянстве (независимости от НДС) жесткостных параметров моделей, например K и G для модели Гука.

Во-первых, линейные модели дают неверную картину распределения контактных напряжений под фундаментом. Этот факт, имеющий место даже в случае простейшей схемы нагружения, может быть проиллюстрирован, например, хорошо известным рисунком 1. Наиболее существенно это

сказывается при проектировании плитных фундаментов, что выражается в существенном, по некоторым оценкам до 30% и более, их переармировании. Кроме того, как показывает анализ проектных решений, для грунтов одинакового генезиса и с практически одинаковыми значениями механических характеристик нередко принимаются фундаменты толщиной отличающейся в 2 и более раз.

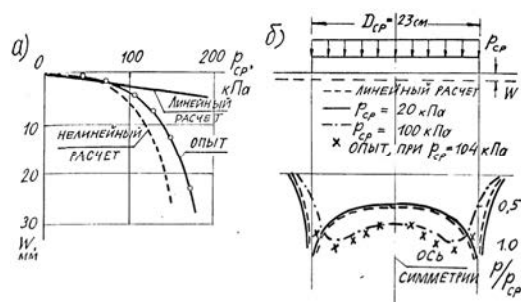


Рис. 1. Кривая «осадка-нагрузка» (а) и эпюры вертикальных контактных напряжений (в)

Во-вторых, при использовании линейных моделей расчеты оснований по второй группе предельных состояний (по деформациям) фактически заменяются расчетами по допускаемым напряжениям: «среднее давление под подошвой фундамента не должно превышать расчетное сопротивление грунта основания R » (СП 50-101-2004). Причем известно, что величина последнего в значительной мере условна и не соответствует несущей способности основания.

В-третьих, одни линейные модели (Фуса-Винклера) в принципе не позволяют учесть взаимовлияние соседних сооружений, поскольку, по сути, не являются моделями сплошной среды, а скорее служат граничными контактными условиями расчетной схемы сооружения, а другие (Гука) существенно завышают это влияние. Кроме этого завышается также глубина сжимаемой зоны под фундаментом.

В-четвертых, является фактом неинвариантность основной, используемой в расчетах по деформациям характеристики грунта (модуль деформации E) по отношению к методам ее определения. Это, например, выражается в существенном 6-и кратном в компрессионном и 3-4-х кратном в прессиометрических испытаниях занижении этой величины по отношению к эталонному по

ГОСТ 20276-85 способу (штамп площадью 5000 см²). Таким образом, корректирующий коэффициент может быть существенно больше самой корректируемой величины, что уже наводит на мысль о неадекватности этой модели для грунтов. Основная причина здесь заключается в том, что линейные модели не учитывают влияния уровня и вида НДС (параметра Лодэ-Надаи) на механические характеристики, что для грунта в отличие от многих других сред является очень существенным. Неучет влияния НДС отражается также и на влиянии размеров нагрузочных устройств на результаты испытаний (влияние размеров штампов, прессиометров). Следует отметить, что на это указывал еще F. Kögler в 1932 году, что иллюстрирует рисунок 2 (Бернацкий, 1935). Не случайно поэтому в ГОСТ 20276-99 допустимые площади штампов приняты в диапазоне от 600 до 5000 см², т.е. значительно больших размеров, чем в компрессионных приборах (40...60 см²).

В-пятых, обсуждаемые линейные модели не учитывают траекторию нагружения и временной фактор.

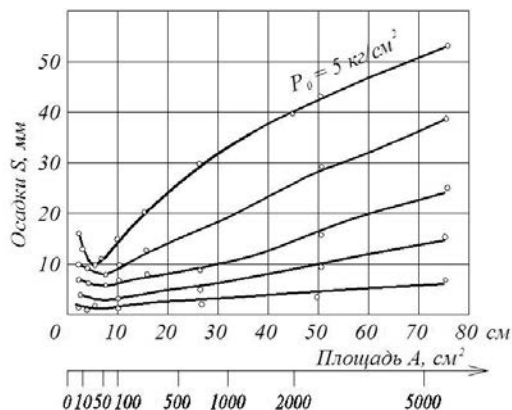


Рис. 2. Влияние размера штампа на деформации основания.

Несмотря на указанные недостатки, применение линейных моделей сыграло свою важную методологическую роль при выработке методов расчета оснований. В конце концов, ее применение и сравнение расчетов с экспериментальными данными выявило указанные выше факторы, например сложный характер зависимости жесткостных характеристик грунта от НДС, в том числе начального.

1.3. Преимущества нелинейной модели

Всех этих недостатков, за исключением последнего, лишена достаточно простая нелинейная гиперболической модель грунта, определение параметров которой по результатам лабораторных испытаний в стабилометре регламентируется ГОСТ 12248-96.

Определяющие соотношения этой модели (с некоторыми ремарками по сравнению с ГОСТ 12248-96) имеют следующий вид:

$$\begin{aligned} \varepsilon_i &= B_\mu U / (1 - U); \\ B_\mu &= B * (1 + \beta_\mu \mu_\sigma); \\ U &= \sigma_i / \sigma_{iU}; \\ \sigma_{iU} &= (1 - \alpha_\mu \mu_\sigma) * (A\sigma + C); \\ \varepsilon &= A_0 \sigma^\alpha, \end{aligned} \quad (1)$$

где σ – 1-ый инвариант тензора напряжений;
 σ_i – 2-ой инвариант девиатора напряжений;
 ε – 1-ый инвариант тензора деформаций;
 ε_i – 2-ой инвариант девиатора деформаций;
 σ_{iU} – предельное значение σ_i ;
 $A, B, C, A_0, \alpha, \alpha_\mu, \beta_\mu$ – параметры нелинейной модели грунта.

Ремарки касаются главным образом учета вида НДС. Упрощенная диаграмма реального деформирования грунта (без контракции и дилатансии) приведена на рисунке 3. Графики фактических испытаний грунта в стабилометре изображены на рисунке 4.

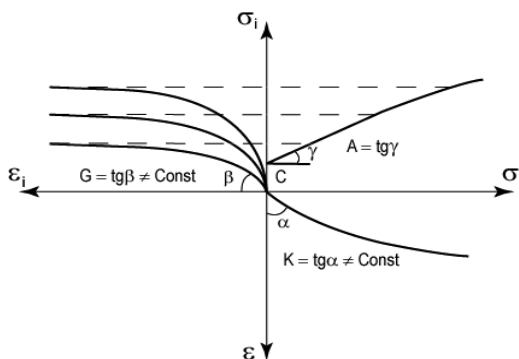


Рис. 3. Упрощенная схема реального деформирования грунта

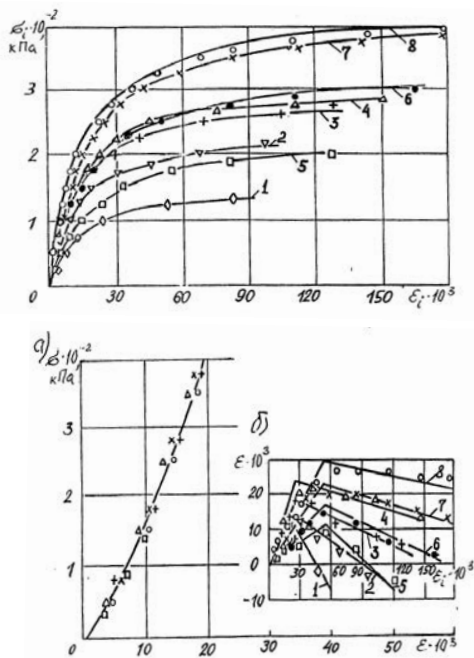


Рис. 4. Результаты испытаний в стабиометре твердого элювиального суглинка ненарушенной структуры: графики 1, 2, 3, 4 – при $\sigma = (140, 250, 380, 550)$ кПа и $\mu_\sigma = +1$; графики 5, 6, 7, 8 – при $\sigma = (140, 250, 380, 550)$ кПа и $\mu_\sigma = -1$

Эпюры распределения контактных напряжений под фундаментами, вычисленные по обсуждаемой модели, с высокой достоверностью совпадают с реальными (см. рис. 2). Это объясняется учетом в нелинейной модели вида и уровня НДС.

Нелинейные модели позволяют рассчитывать деформации основания практически во всем диапазоне нагрузок. Это дает возможность реализовать в полной мере расчеты как по I-ой так и по II-ой группам предельных состояний. В этом случае исключается необходимость в определении расчетного сопротивления грунта основания R.

Нелинейные модели значительно точнее учитывают взаимовлияние соседних сооружений и глубину сжимаемой зоны под фундаментами. Это обстоятельство имеет большое практическое значение при проектировании сооружений в условиях плотной городской застройки.

Наконец, накопленные к настоящему времени данные свидетельствуют о весьма точном описании деформаций грунта на основе соотношений вида (1) при различных

схемах нагружения в лабораторных условиях. Расчетные параметры грунта в этом случае определяются из стабиометрических данных (см. рис. 4). На рисунках 5, 6, 7, 8 приведены результаты таких экспериментов.

В то же время при сравнении расчетных графиков деформаций, полученных на основе стабиометрических испытаний, с полевыми испытаниями различие примерно в 1,5...2,0 раза все-таки сохраняется. Причина кроется в нарушении структуры лабораторных образцов, неточном знании природного НДС и трудности корректного учета в рамках рассматриваемой модели некоторых других параметров, например, дилатационной составляющей объемных деформаций. Этот факт иллюстрируется графиками штамповых (in situ) испытаний, изображенными на рисунке 9. Аналогичные соотношения имеют место и в случае прессиометрических (in situ) испытаний.

1.4. Определение параметров нелинейной модели по данным полевых испытаний

Таким образом, и при использовании нелинейных моделей их параметры следует определять по данным полевых испытаний. Однако, если в случае линейной модели Гука и ее разномодульных модификаций решения обратных задач для определения модулей могут быть получены в замкнутом виде, в случае нелинейных моделей общая постановка решения обратных задач приводит к широко распространенному в физике и технике классу, так называемых, некорректно поставленных задач, не удовлетворяющих требованиям (условиям) устойчивости или однозначности решений. Возможность нахождения решений таких задач основывается на использовании как количественной, так и качественной дополнительной информации (Тихонов и Арсенин, 1979).

В качестве дополнительной информации предлагается использовать метод «подобных точек», в основе которого лежит подобие графиков «нагрузка-осадка» для фундаментов различных размеров (Алехин, 2004). В соответствии с этим методом параметр B_μ соотношений (1) может быть определен из процедуры минимизации функции:

$$\Phi_1 = \sum_{i=1}^n (S_i - B_\mu \frac{S_i^{лаб}}{B_\mu^{лаб}})^2 = \min, \quad (2)$$

в которой используются n фактических S_i и

теоретических $S_i^{\text{лаб}}$ значения осадки штампа, а также значение параметра B_μ , определенное по данным испытания грунта в стабилометре.

Аналогичным образом может быть определен параметр B_μ из прессиометрических испытаний путем минимизации функции:

$$\Phi_2 = \sum_{i=1}^n (\Delta R_i - B_\mu \frac{\Delta R_i^{\text{лаб}}}{B_\mu})^2 = \min. \quad (3)$$

Здесь ΔR_i и $\Delta R_i^{\text{лаб}}$ – фактические и теоретические значения изменения радиуса скважины при прессиометрическом испытании.

При одновременном использовании функций Φ_1 и Φ_2 и сопоставлении получаемых при этом параметров B_μ может быть определено полевое значение коэффициента β_μ при параметре вида НДС (параметра Лодэ-Надаи μ_σ). На рисунках 10, 11, 12, 13 приведены фактические и теоретические графики штамповых и прессиометрических испытаний, использованные для определения параметров B_μ и β_μ , а в таблицах 1, 2, 3 результаты и анализ этих определений. Индексом «Лаб» обозначены теоретические результаты, полученные в результате численных расчетов с использованием параметров грунта из соотношения (1) по результатам стабилометрических испытаний. Исследования проводились на площадке строительства промышленного здания в Ленинском районе города Екатеринбурга. Полевые эксперименты выполнялись с использованием штампов площадью 5000 см² и воздушно-электрических прессиометров марки ПЭВ-89. Исследованный грунт – элювиальный суглинок твердой консистенции.

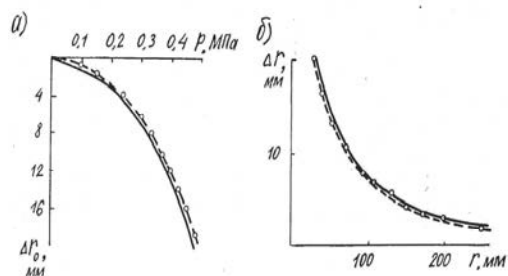


Рис. 5. Графики зависимости перемещения стенки скважины Δr_0 от давления P (а) и послойных перемещений Δr (б): пунктир – по данным опыта; сплошная линия по расчету (Христофоров и Задворнев, 1978)

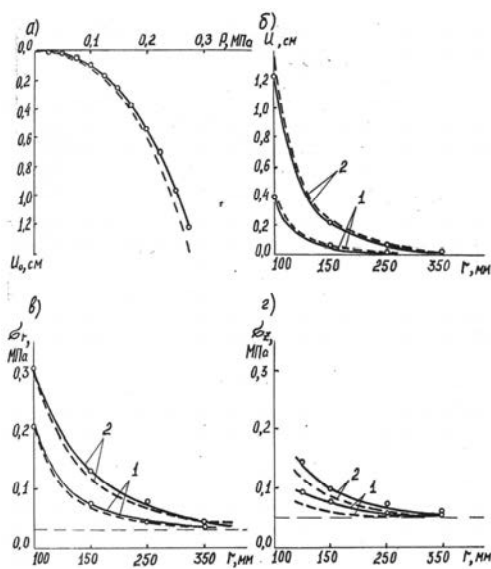


Рис. 6. Соотношение расчетных и экспериментальных графиков зависимостей: перемещения стенки скважины u_0 от давления P (а); послойных перемещений в зависимости от радиуса r (б); радиальных напряжений в массиве в зависимости от радиуса r (в); вертикальных напряжений в массиве в зависимости от радиуса r (г) (сплошные линии – эксперимент; пунктирные – результаты численных расчетов: 1 – при $P = 0,18$ МПа; 2 – при $P = 0,28$ МПа) (Алехин, 1982)

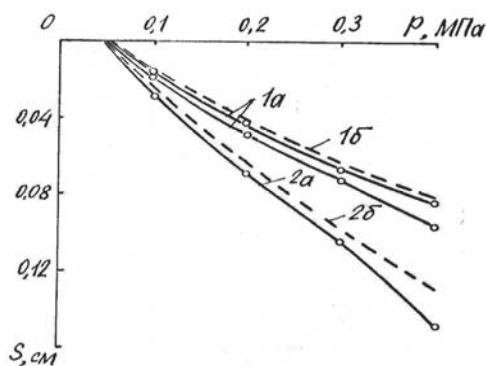


Рис. 7. Графики компрессионных испытаний элювиального суглинка (деформации до давления 0,05 МПа условно не показаны, т.к. это давление соответствует бытовому давлению на глубине отбора образцов): (сплошная линия – эксперимент; пунктир – результаты численных расчетов: 1 – высота образца 2,8 см, площадь образца 60 см² 2 – высота образца 4,4 см, площадь образца 200 см² (сплошные линии – эксперимент; пунктирные – результаты численных расчетов) (Алехин, 1982)

На рисунках 10, 11 и в таблице 1 приве-

дены данные определения параметра V_μ по результатам штамповых испытаний в одном и том же инженерно-геологическом элементе на различных глубинах. Результаты свидетельствуют об инвариантности величины V_μ относительно глубины испытания и согласуются со свойствами расчетной модели, учитывающей изменение НДС массива грунта с глубиной.

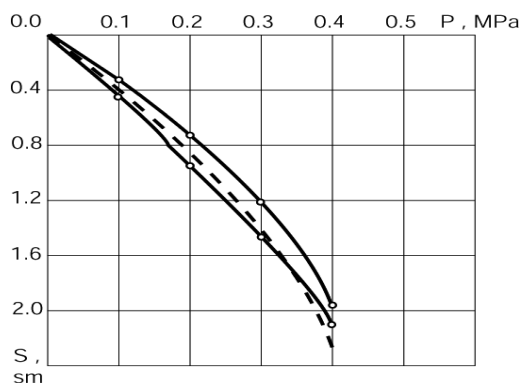


Рис. 8. Графики штамповых испытаний (сплошные линии – эксперимент; пунктирные – результаты численных расчетов) (Алехин, и др. 1986)

На рисунках 12, 13 и в таблице 2 приведены данные определения параметра V_μ по результатам прессиометрических испытаний в одном и том же инженерно-геологическом элементе на различных глубинах. Результаты также свидетельствуют об инвариантности величины V_μ относительно глубины испытания.

Графики рисунка 12 свидетельствуют также о достаточно хорошей устойчивости определения величины V_μ при наличии разброса в данных испытаний (сравни опыты П1-1 и П1-2 имеющие разницу около 11%). Вместе с тем эта разница свидетельствует о том, что, как и в случае линейных моделей, определение параметров нелинейных моделей следует производить по результатам параллельных испытаний.

В таблице 3 приведено сопоставление результатов определения параметра V_μ по результатам штамповых и прессиометрических испытаний, что позволяет определить параметры V и β_μ соотношений (1). Для сравнения по данным лабораторных испытаний $V = 0,0140$ и $\beta_\mu = 0,214$.

Устойчивость определения параметров V и β_μ нелинейных соотношений (1) из дополнительных условий (2), (3) позволяет приме-

нить для определения остальных параметров основную устойчивую процедуру вида:

$$\Phi = \sum_{i=1}^n [S_i - S_i^{lab}(A, C, A_0)]^2 = \min. \quad (4)$$

Здесь $S_i^{lab}(A, C, A_0)$ – теоретические значения деформаций основания, зависящие от параметров A, C, A_0 при постоянных значениях V и β_μ , полученных из полевых опытов.

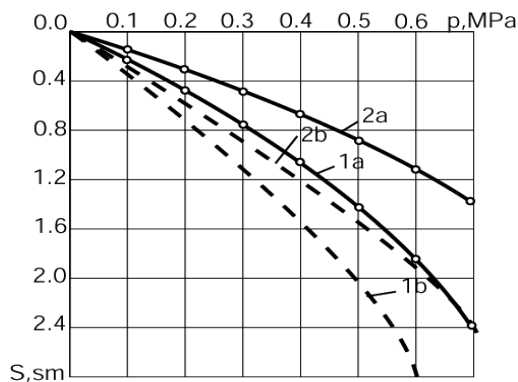


Рис. 9. Графики осадки штампа (элювиальный суглинок): 1– глубина испытания 2,8 м; 2– глубина испытания 5,0 м; а – полевые испытания; б – расчетные

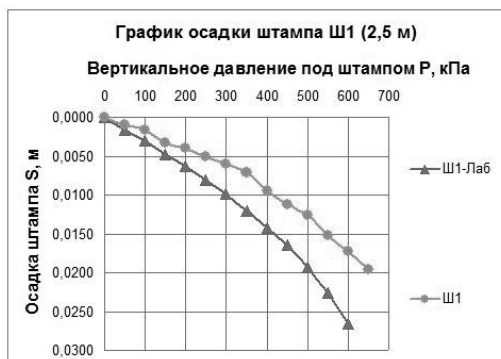


Рис. 10. Графики штамповых испытаний элювиального суглинка на глубине 2,5 м (Ш1-Лаб – вычисленный график)

1.5. Примеры использования предложенной методики при проектировании оснований

Применение нелинейной модели с характеристиками, полученными по данным полевых испытаний, позволило уточнить сжимаемую зону и, следовательно, взаимовлияние сооружений на ряде объектов, строящихся в городе Екатеринбурге. В качестве примера можно привести прогноз

деформаций 6-и этажного кирпичного здания-вставки и дополнительных деформаций соседних с ним существующих домов по ул. Культуры в городе Екатеринбурге (Алехин, 2004), а также изменение проектного решения о возведении разграничивающей подпорной стены между 18-и этажным строящимся зданием и существующим 5-и этажным зданием старой постройки по ул. Попова в городе Екатеринбурге (см. рис. 14).

Таблица 1. Определение параметра V_{μ} нелинейной модели грунта по результатам штамповых испытаний на разных глубинах

Опыт	V_{μ}	Разница с $V_{\text{лаб}}$, %	Разница с Ш1, %
Ш1-Лаб (2,5 м)	0,0110		
Ш2-Лаб (5,0 м)	0,0110		
Ш1 (2,5 м)	0,0087	23,9%	0,0%
Ш2 (5,0 м)	0,0086	24,7%	0,8%

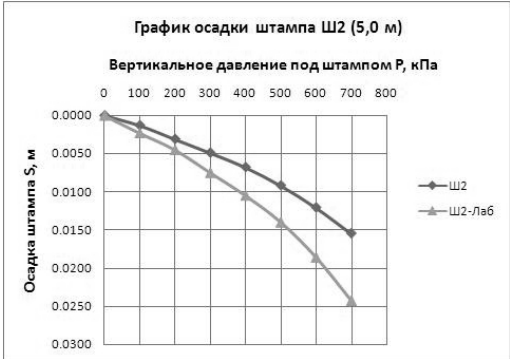


Рис. 11. Графики штамповых испытаний твердого элювиального суглинка на глубине 5,0 м (Ш2-Лаб – вычисленный график)



Рис. 12. Графики pressiометрических испытаний элювиального суглинка на глубине 2,8 м (П1-Лаб – вычисленный график)

Таблица 2. Определение параметра V_{μ} нелинейной модели грунта по результатам pressiометрических испытаний на разных глубинах

Опыт	V_{μ}	Разница с $V_{\text{лаб}}$, %	Разница с П1-1, %
П1-Лаб (2,8 м)	0,0170		
П2-Лаб (5,3 м)	0,0170		
П1-1 (2,8 м)	0,0129	27,8%	0,0%
П1-2 (2,8 м)	0,0115	38,9%	11,4%
П2 (5,3 м)	0,0130	26,7%	1,1%



Рис. 13. Графики pressiометрических испытаний элювиального суглинка на глубине 5,3 м (П2-Лаб – вычисленный график)

Таблица 3. Сопоставление значений параметра V_{μ} по результатам штамповых и pressiометрических испытаний на разных глубинах

Опыт	V_{μ}	μ_{σ}	β_{μ}
Ш1-Лаб (2,5 м)	0,0110	-1	0,214
Ш2-Лаб (5,0 м)	0,0110	-1	0,214
П1-Лаб (2,8 м)	0,0170	0	0,214
П2-Лаб (5,3 м)	0,0170	0	0,214
Ш1 (2,5 м)	0,0087	-1	0,194
Ш2 (5,0 м)	0,0086	-1	0,204
П1-1 (2,8 м)	0,0129	0	0,194
П2 (5,3 м)	0,0130	0	0,204



Рис. 14. К учету взаимовлияния соседних сооружений

2. ВЫВОДЫ

Разработан устойчивый метод определения параметров нелинейной модели грунта, основанный на комплексном использовании данных полевых и лабораторных испытаний, а также численного моделирования.

Метод может быть использован при определении расчетных параметров оснований плитных фундаментов высотных зданий, а также при учете влияния соседних сооружений в условиях тесной городской застройки.

На основании исследования предлагается расширить зависимость для модуля сдвига G по ГОСТ 12248-96 введением в нее коэффициентов α_c и β_c , учитывающего вид напряженного состояния.

3. ЛИТЕРАТУРА

- ГОСТ 26518-85. Грунты. Метод лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости при трехосном сжатии. М.: Изд. стандартов, 1985. – 21 с.
- ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. М.: Изд. стандартов, 1997. – 64 с.
- ГОСТ 20276-99. Грунты. Методы полевого определения характеристик деформируемости. М.: ГУП ЦПП, 1999. – 86 с.
- СНиП II-15-74. Основания зданий и сооружений. М.: Стройиздат, 1975. – 64 с.
- СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 130 с.
- Алехин А.Н. Нелинейный анализ напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов при статическом нагружении. – Дисс. ... канд. техн. наук. – УПИ, Свердловск, 1982. – 186 с.
- Алехин А.Н., Ореховский Ю.Р., Мариупольский Л.Г. и др. Исследование особенностей деформирования грунтов при различных траекториях их нагружения для разработки методики трехосных испытаний грунтов // Отчет о НИР. – № ГР 0186011927. – Свердловск, УЭМИИТ, 1986. – 67 с.
- Алехин А.Н. Метод расчета осадок грунтовых оснований с использованием нелинейной модели // Реконструкция городов и геотехническое строительство, С-Пб. №8, 2004. С.156-161.
- Белл Дж.Ф. Экспериментальные основы механики деформируемых твердых тел. Ч. 1. Малые деформации: Пер. с англ. / Под ред. А.П. Филина – М.: «Наука», 1984 – 600 с.
- Бернацкий Л.Н. Прикладная геотехника. – М.: Трансжелдориздат, 1935. – 260 с.
- Терцаги К. Теория механики грунтов: Пер. с нем. / Под общ. ред. Н.А. Цытовича – М.: Госстройиздат, 1961 – 507 с.
- Тихонов А.Н., Арсенин В.Я. Методы решения некорректных задач. М.: «Наука», 1979. – 285 с.
- Христофоров В.С., Задворнев Г.А. Напряженно-деформированное состояние грунта с нелинейными характеристиками при осесимметричной плоской деформации / Основания, фундаменты и механика грунтов. 1978, № 6. С. 19-21.

Экспериментально-теоретические исследования свайно-плитных фундаментов

В.А. Барвашов

НИИОСП им. Н.М. Герсегова, Москва, Россия

Г.Г. Болдырев

НПО «ГЕОТЕК», Пенза, Россия

АННОТАЦИЯ: Предложен метод расчета свайно-плитных фундаментов (СПФ) широко применяемых в городском высотном строительстве. Метод основан на результатах физического и численного моделирования и уточняет широко используемый метод расчета по схеме условного фундамента (СП 50-102-2003, Tomlison 1994 и др.), применяемый для определения осадок СПФ. Метод позволяет рассчитать осадки СПФ и распределение нагрузок на сваи (внутренние, крайние и угловые) без применения конечных элементов. Проведены модельные эксперименты с фоторегистацией перемещений грунта с последующей компьютерной обработкой и построением изолиний и графиков перемещений. Составлена компьютерная программа расчета (не метод конечных элементов). На основе физических и численных экспериментов выявлены качественные зависимости для расчета СПФ типа «высокий» и «низкий» ростверк с учетом сжимаемости свай, взаимовлияния их друг на друга и предельной нагрузки.

1. ЭКСПЕРИМЕНТЫ В ПЕСЧАНОМ ЛОТКЕ

Эксперименты проводились в лотке размерами 71x55x20 см, заполненном чистым кварцевым песком с размером зерен 0.8...2.0 мм. Одна из длинных вертикальных стенок лотка была прозрачной для фотофиксации перемещений зерен песка по методу Particle Image Velocimetry – PIV (White, 2002). Сваи моделировались стальными стержнями диаметром $d=1$ см и длиной $L=20$ см, расположенными в два ряда с шагом 6 см ($6d$). Нагрузка передавалась через модель низкого ростверка – стальной плиты, поверх которой располагался стальной швеллер, увеличивающий изгибную жесткость ростверка (рис.1). Нагрузка 1440 Н прилагалась центрально.

Компьютерная обработка фотографий дала цифровое поле смещений зерен песка в виде полей изолиний и/или эпюр перемещений грунта на различных глубинах ниже концов свай (рис. 2).

На рис. 2 отчетливо видны, несмотря на неизбежный разброс, качественные тренды: эпюра перемещений грунта на глубине $2d$ под концами свай еще «чувствует» их действие, а на глубине $4d$ эта «чувствительность» грунта к продавливанию сваями пропадает – эпюры выравниваются (если не

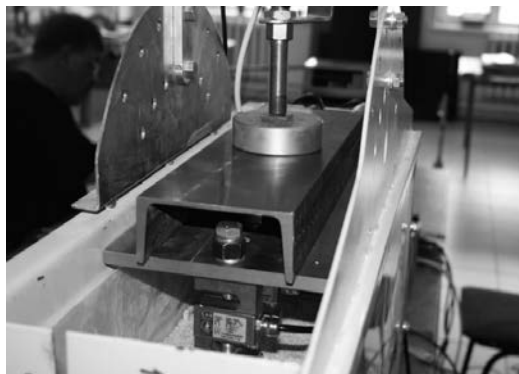


Рис. 1. Нагрузочное устройство экспериментальной установки

учитывать разброса). На глубине межсвайного грунта, которые остаются практически постоянными до глубины $6d$ и лишь ниже этой глубины постепенно затухают.

По-видимому, на начальных этапах нагружения модель работала как «высокий ростверк» – сваи продавливали грунт, а затем – как «низкий». Центральная свая нагружена больше других, т.к. ростверк имеет конечную жесткость (поэтому – прогиб в центре), а нагрузка близка к предельной. Видно, что грунт «продавливается» до глубины $2-4d$.

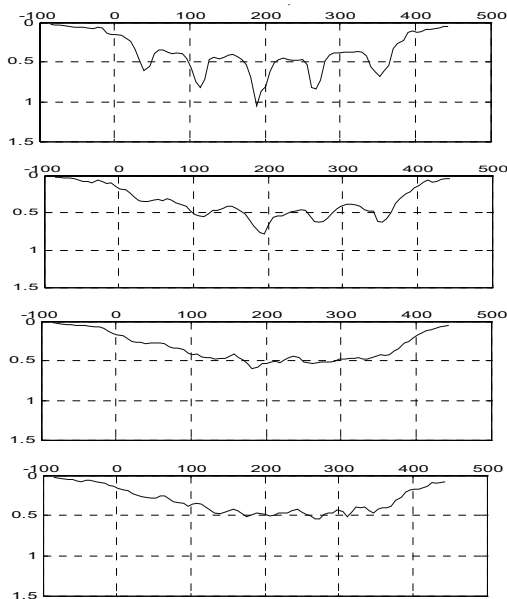


Рис. 2. Вертикальные перемещения грунта (мм) под концами свай на глубинах: 0, 2, 4, 6 см (0, 2, 4 и 6d).

Осадки одиночной сваи от вертикальной силы $P=1$ определяются по формуле, аппроксимирующей решение задачи об осадке упругой сваи, прорезающей слой с модулем деформации G_1 и опирающейся на слой с модулем деформации G_2 (СП 50-102-2003)

Эту формулу можно обобщить на случай сваи в низком ростверке, введя условие отсутствия касательных напряжений по боку сваи в верхней ее части, где от действия осевой нагрузки свая деформируется как свободный стержень, аналогично тому, как это сделано в работах Tomlison (1994), Фадеев и Девальтовский (1994), White (2002), Brown (2007).

В такой постановке осадка сваи от единичной осевой нагрузки

$$w_0(t) = \frac{1}{L} \left[\frac{\beta \cdot (1-t)}{G_1} + \frac{t}{E_p F} \right], \quad (1)$$

где L – длина сваи; E_p – модуль упругости сваи; F – площадь поперечного сечения сваи, а β – коэффициент из СП 50-102-2003.

При $t=0$ формула (1) дает осадку одиночной сваи или сваи под высоким ростверком. Для сваи под низким ростверком можно принять допущение: $t=2/3$ (Brown et al 2007).

Отсюда можно предположить, что

1) в «тонком» «продавливаемом» слое (ПС) под концами свай грунт деформируется

так же, как под одиночными сваями;

2) взаимодействие свай можно оценивать по их взаимовлиянию через грунт ниже ПС, (Tomlison, 1994), (Фадеев и др., 1988), (Brown et al., 2007), что близко к телескопическому сдвигу (Барвахов, 1969) и (Frank, 1974), т.к. изолинии перемещений грунта проходят между сваями и ниже свай.

Для проверки этих предположений и оценки толщины «продавливаемого» слоя были проведены физические и численные эксперименты.

2. МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ (ММ) ГЛУБИНЫ «ПРОДАВЛИВАНИЯ»

Цель ММ – оценка глубины верхнего «продавливаемого слоя» (ПС) под концами свай, который «чувствует» дискретность свай. Ниже ПС осадки грунта сглаживаются, и их можно определить, заменив действие свай действием эквивалентной системы сосредоточенных сил, приложенных на поверхности основания, что соответствует принципу Сен-Венана (1855 г.): «уравновешенная система сил, приложенных к какой-либо части твердого тела, вызывает в нем напряжения, быстро убывающие по мере удаления от этой части, и может быть заменена эквивалентной системой сил».

Обозначим через H толщину сжимаемого (линейно-деформируемого) слоя (СС) под концами свай, а глубину ПС через $h < H$. Заменим сваи сосредоточенными силами, тогда осадка группы равнонагруженных свай

$$S(x, y, h) = \sum_{j=1}^N P_j [s(x - \xi_j, y - \eta_j, h) - s(x - \xi_j, y - \eta_j, H)], \quad (2)$$

где $s(x - \xi_j, y - \eta_j, z)$ – вертикальное перемещение упругого основания в точке (x, y, z) упругого полупространства от действия единичной сосредоточенной силы P_j , приложенной в точке $(\xi_j, \eta_j, 0)$; N – число этих сил.

Глубина ПС определялась из условия практической гладкости эпюры осадок.

На рис.3 приведены две эпюры осадок под центральным рядом системы сосредоточенных 10×10 сил, приложенных к поверхности упругого полупространства с шагом a . Эпюра с выраженными флуктуациями получена на глубине $a/6$, а гладкая (вариации менее 2%) – на глубине $a/2$. За пределами нагружения эпюры совпадают. Таким образом, согласно принципу Сен-Венана на

глубине $a/2$ м вертикальные перемещения можно вычислять, заменив систему сил эквивалентной равномерной нагрузкой. Это означает, что для произвольных групп свай диаметром расположенных с шагом a , существует глубина $h=a/2$, ниже которой эпюры осадок практически *гладкие*.

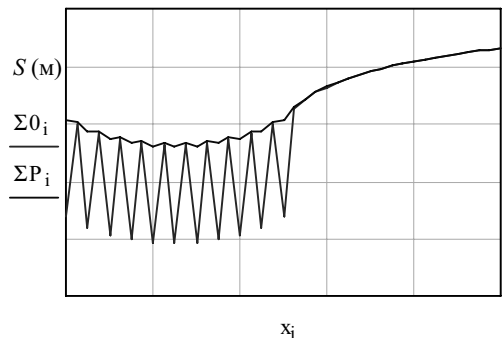


Рис. 3. Эпюры вертикальных перемещений грунта под концами свай на глубинах, равных $a/2$ и a .

3. МЕТОД РАСЧЕТА ОСАДОК ГРУППЫ СВАЙ

На основании полученных результатов осадки $S=S(x,y)$ группы N свай, нагруженных силами P_j ($j=1..N$), можно определить суммированием в предположении о линейности взаимовлияний свай

$$S(x,y,t) = \sum_{j=1}^N P_j \left[s(x-\xi_j, y-\eta_j, h) - s(x-\xi_j, y-\eta_j, H) + \frac{1}{K(t)} \right], \quad (3)$$

где $K(t)=K_p(t)+K_r$ – жесткость комбинированного СПФ; $K_p(t)=1/w_0(t)$ – жесткость свай; $w_0(t)$ – осадка свай от единичной нагрузки по формуле (1); $K_r = \frac{E_1(1-\nu_1)}{L \cdot (1+\nu_1)(1-2\nu_1)} (A-F) -$

жесткость плиты ростверка; $0 \leq t < 1$ – параметр, A и F – площадь ячейки, занятой сваями, и поперечного сечения свай; L – длина свай, $K(0)$ и $K(2/3)$ соответствуют жесткости свайного фундамента типа «высокий» и «низкий» ростверк. Другие значения t можно определить по результатам ММ.

Задача расчета осадки S_0 , кренов α и β жесткого ростверка и распределения нагрузок на сваи P_j сводится к системе $N+3$ линейных уравнений:

$$\sum_{j=1}^N P_j \left[s(x_i - \xi_j, y - \eta_j, h) - s(x_i - \xi_j, y - \eta_j, H) + \frac{1}{K(t)} \right] = S_0 + \alpha \cdot x_i + \beta \cdot y_i; \quad (4)$$

$$\sum_{j=1}^N P_j x_j = Q; \quad \sum_{j=1}^N P_j y_j = M_x; \quad \sum_{j=1}^N P_j y_j = M_y,$$

где Q , M_x и M_y – равнодействующая сила и моменты, приложенные к жесткому роствер-

ку в начале заданной системы координат (x,y) .

Решение (4) дает распределение нагрузок на сваи $(P_p)_j = P_j K_p(t)$ и грунт $(P_r)_j = P_j K_r(t)$

Решение этой задачи было запрограммировано в системе MathCad и проведено расчеты. В табл. 1 приведено расчетное распределение нагрузок $Q_{pr}(kH)$ от высокого жесткого ростверка, опирающегося на группу $(20 \times 20 = 400)$ свай. Ростверк нагружен равномерно распределенной нагрузкой, средняя нагрузка сваю 800 кН, т.е. равнодействующая внешней нагрузки 320 МН. Сечение свай 0.4×0.4 м, шаг 1.6 м по квадратной сетке, длина 12 м. Сваи опираются на грунт с модулем деформации $E_2 = 40$ МПа, модуль деформации межсвайного грунта $E_1 = 20$ МПа. Номера строк и столбцов соответствуют разбивочным осям свайного поля (осадка 6,6 см, время счета ~1 с). В табл. 1 показаны нагрузки на сваи в пределах *одной четверти* прямоугольного свайного поля. Видно, что нагрузки на внутренние сваи близки друг к другу, а на угловые и крайние соответствуют величинам, принятым в СП 50-102-2003. Численные эксперименты показали, что изменение значений параметра t в пределах от $1/4$ до $3/4$ практически не изменяет величины нагрузок на внутренние сваи, а величины нагрузок на крайние и угловые сваи меняются незначительно.

Численное моделирование показало, что увеличение шага свай снижает нагрузки на крайние и угловые сваи, а нагрузки на внутренние сваи увеличиваются.

При учете ограничений нагрузок Q_{pr} на сваи их предельными значениями $P_{пред}$ распределение их выравнивается, что видно из табл. 2 где она $P_{пред} = 1150$ кН.. В данном случае для получения решения потребовались всего две итерации.

Ясно, что учет предельных нагрузок на угловые и крайние сваи является *более существенным*, чем все другие факторы.

Таблица 1

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1647	1311	1225	1191	1173	1164	1158	1154	1152	1151
1	1311	941	856	825	811	803	799	796	795	794
2	1225	856	768	737	723	715	711	708	707	706
3	1191	825	737	705	690	683	678	675	674	673
4	1173	811	723	690	676	668	663	660	659	658
5	1164	803	715	683	668	660	655	652	650	650
6	1158	799	711	678	663	655	650	647	646	645
7	1154	796	708	675	660	652	647	644	643	642
8	1152	795	707	674	659	650	646	643	641	640
9	1151	794	706	673	658	650	645	642	640	...

Таблица 2

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	1149	1149	1149	1149	1149	1149	1149	1149	1149	1149
1	1053	912	862	838	825	817	813	810	809	809
2	912	793	753	736	726	721	718	716	715	715
Q _{гр} = 3	862	753	716	700	691	686	683	681	681	681
4	838	736	700	684	676	671	668	666	665	665
5	825	726	691	676	667	662	659	657	657	657
6	817	721	686	671	662	657	654	652	651	651
7	813	718	683	668	659	654	651	649	648	648
8	810	716	681	666	657	652	649	647	646	...

Ясно, что учет предельных нагрузок на угловые и крайние сваи является *более существенным*, чем все другие факторы.

В таблицах 3...5 показано распределение нагрузок (кН) на межсвайный грунт и сваи под низким ростверком: табл.3 – суммарные на ячейку; табл.4 - на сваи; табл.5 - на межсвайный грунт. Шаг свай $7d$ (2.8 м).

Таблица 3

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	1131	1078	1057	1047	1041	1037	1035	1034	1033	1033
1	902	844	823	813	808	805	803	802	801	801
2	844	783	761	751	746	743	741	739	739	739
Q _{гр} = 3	823	761	739	728	723	719	717	716	715	715
4	813	751	728	718	712	708	706	705	704	704
5	808	746	723	712	706	702	700	699	698	698
6	805	743	719	708	702	698	696	695	694	694
7	803	741	717	706	700	696	694	692	692	692
8	802	739	716	705	699	695	692	691	690	...

Из табл. 3...5 видно, что на сваи приходится ~85% нагрузки. Это распределение существенно зависит от характеристик грунтов основания.

Таблица 4

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	947	929	920	915	911	909	908	908	908	908
1	741	723	715	710	707	705	704	704	704	704
2	688	669	660	655	652	651	650	649	649	650
Q _р = 3	669	649	640	635	632	630	629	628	628	629
4	660	640	630	625	622	620	619	619	619	619
5	655	635	625	620	617	615	614	613	613	614
6	652	632	622	617	614	611	610	610	610	610
7	651	630	620	615	611	609	608	608	608	608
8	650	629	619	614	610	608	607	606	606	607
9	649	628	619	613	610	608	606	606	606	606

Таблица 5

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	162	137	131	128	127	126	126	126	126	126
1	137	110	103	100	99	98	98	98	97	97
2	131	103	95	92	91	91	90	90	90	90
Q _р = 3	128	100	92	90	88	88	87	87	87	87
4	127	99	91	88	87	86	86	86	86	86
5	126	98	91	88	86	86	85	85	85	85
6	126	98	90	87	86	85	85	85	84	84
7	126	98	90	87	86	85	85	84	84	84
8	126	97	90	87	86	85	84	84	84	...

4. ВЫВОДЫ

1. Сжимаемую толщу под концами свай можно разделить на два слоя: сравнительно тонкий верхний слой «продавливания», который «чувствует» дискретные воздействия отдельных свай, и нижний, который воздействия отдельных свай практически не «чувствует» и сжимается так, как если бы на него действовала плавная распределенная нагрузка. Толщина слоя «продавливания» приблизительно равна половине шага свай.

2. Наиболее *существенным* является предельная нагрузка на сваю, которую надо учитывать для определения нагрузок на крайние и угловые сваи под ростверком.

3. Метод расчета можно использовать при вариантном проектировании СПФ с учетом различного шага свай вместо методов МКЭ.

5. ЛИТЕРАТУРА

- В.А. Барвашов. Методы расчета свайных фундаментов по деформациям. Дисс. к.т.н., НИИОСП, Госстрой, 1969.
- R.A. Frank. Etude theorique du comportement des pieux sous charge verticale: Introduction de la dilatance, Rapport de Recherche No.46, Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées, Paris, 1974.
- D.A.Brown et al. Geotechnical Engineering Circular (GeO) #8. Design and Construction of Continuous Flight Auger (CFA) Piles, Final. Apr., 2007.
- СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов.
- M.J. Tomlison. Pile Design and Construction Practice. 4th edition, E&FN SPON, 1994.
- А.Б. Фадеев, Е.Э. Девальтовский. Исследование работы групп свай. Межвуз. сб. научн. тр. Изво Воронежского университета, Воронеж, 1988.
- D.J. White. An investigation into behaviour of pressed-in piles. Diss. PhD, Churchill College, Univ. of Cambridge, 2002.

Осадки и крены жестких сооружений

В.А. Барвашов, А.И. Найденов
НИИОСП им. Н.М. Герсевича, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Непредсказуемость кренов высоких зданий и сооружений – это одна из причин нормативных ограничений на их средние осадки. Крены, в частности, возникают за счет образования зон разрушения грунта различной глубины под краями фундамента («пластических зон»). Но при изысканиях прочностные параметры грунта c и ϕ определяют не под его краями, а по всей площади фундамента, где они могут иметь большой разброс. Неучет краевых «пластических» зон в упругих решениях приводит к преувеличению краевых контактных давлений (до бесконечности в строгих решениях), что ведет к искажению расчетных кренов и неравномерных осадок. Поэтому была предложена простая модель образования краевых «пластических» зон, позволяющая учесть неравномерность их глубины по периметру фундамента, и с помощью численного компьютерного моделирования показано, что крены могут достигать величин, близких или превышающих допустимые значения даже на основаниях, характеризующихся однородной сжимаемостью.

1. ЗОНЫ РАЗРУШЕНИЯ ГРУНТА ПОД КРАЯМИ ФУНДАМЕНТА

Образование зон разрушения грунта под краями фундамента – это давно известный факт, отраженный в работах Пузыревского, Горбунова-Посадова, Михеева, Смородинова, Серебряного и др. уже более полувека назад. Разрушение грунта привычно отождествляют с переходом грунта в пластическое состояние в каждой точке зоны разрушения, которое описывается законом Кулона-Мора. Именно такой подход рекомендуют нормативных документах, где расчетное сопротивление грунта определяется по глубине распространения «пластических» зон (или зон предельного равновесия) под краями фундамента с использованием простого решения Пузыревского. Но зоны Пузыревского – это псевдопластические зоны, т.к. условие пластичности выполняется только на границе этих зон, а внутри них это условие превышает, что физически невозможно. Кроме того, в зонах разрушения грунта возможны разрывы сплошности за счет деформаций разрыва и сдвига, которые не учитываются в псевдопластических зонах Пузыревского.

Зоны разрушения грунта трудно увидеть в натуре, но это можно сделать виртуально с помощью современных МКЭ программ с графическим интерфейсом, в частности с помощью программы PLAXIS. На рис. 1 показаны пластические зоны под краями жесткого симметрично нагруженного фун-

дамента на однородном грунтовом основании. В этих зонах не только выполняются условия пластичности Кулона-Мора, учитывается также возможность образования разрывов грунта при растяжении, но сдвиговые разрывы не учитываются.

Если прочностные характеристики c и ϕ имеют различные значения под разными краями фундамента, то пластические зоны имеют различную глубину. Это может быть причиной кренов фундамента даже том случае, если основание однородно по сжимаемости в плане. Если основание неоднородно и по сжимаемости и по прочности, то образование пластических зон разной глубины будет причиной возникновения дополнительных кренов.

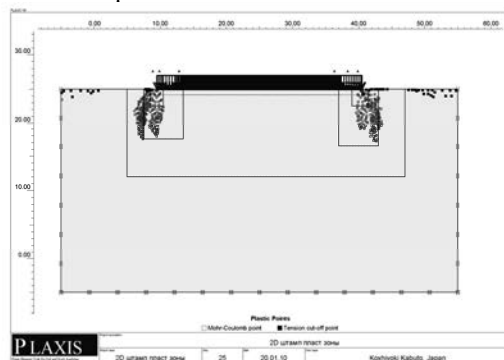


Рис. 1. Пластические зоны под краями жесткого фундамента на однородном основании при симметричном нагружении

Как известно, параметры прочности c и ϕ , по данным инженерно-геологических изы-

сканий могут иметь значительный разброс в пределах одной площадки, и, более того, обычно их значения привязаны к скважинам, а не к периметру пятна здания/сооружения, где они действительно необходимы для определения глубины зон разрушения грунта. На рис. 2. показано, что, если параметры прочности основания различны под краями фундамента, то могут образоваться пластические зоны разной глубины, что вызовет крены здания/сооружения даже на основании, имеющем однородную сжимаемость в плане. (На рис. 2 значения c и φ и величина их разброса заимствована из реального геологического отчета, табл. 1. Неоднородное распределение c и φ задано виде в кусочно-постоянных распределений по двум кластерам, т.к. иной возможности задания неоднородности в программе PLAXIS не предусмотрено).

Отметим, что в нормативных документах (СНиП 2.02-01, СП 50-101-2004) рекомендуется определять осадки и крены фундамента без учета глубины «пластических» зон.

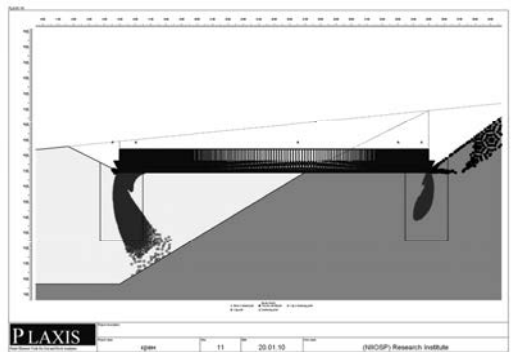


Рис. 2. Пластические зоны различной глубины под краями жесткого фундамента на однородно сжимаемом основании (модуль деформации грунта $E=\text{const}$ всюду) и с неоднородным распределением c и φ при симметричном нагружении.

Расчет на рис. 2 был выполнен при исходных данных, представленных в табл. 1.

Таблица 1.

Жесткость фундамента	Абсолютно жесткий
Свойства грунтов под левым краем штампа для суглинков полутвердых:	$\varphi_{II} = 22.8$ $E = 20 \text{ МПа}$
Свойства грунтов под правым краем штампа для суглинков полутвердых:	$\varphi_{II} = 21.6$ $E = 20.9 \text{ МПа}$

2. МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГЛУБИНЫ ПРОРЕЗКИ

В работах (Барвашов, 2006), (Барвашов, Найденов, 2008, 2009) определения глубины зон разрушения грунта предложен простой практический метод, основанный на допущении, что под краем фундамента за счет деформаций растяжения и сдвига образуется разрыв сплошности (прорезка), условие пластичности Кулона-Мора выполняется в точке на нижнем конце прорезки, а выше этой точки вдоль краев прорезки напряжения отсутствуют. В этом случае, как показано, глубина прорезки определяется по формуле (1) и близко совпадает с глубиной зоны Пузыревского при любых реальных значениях коэффициента Пуассона грунта и коэффициента давления бокового давления грунта в покое K_0 . Более того эту глубину можно определять с достаточно большой точностью, полагая коэффициент Пуассона $\nu=0.5$, т. е. определять глубину прорезки формуле (1):

$$CUT(q, c, \varphi) := \left| H_0 \leftarrow \frac{q - \gamma \cdot hF}{\pi \gamma} \left(\frac{1}{\tan(\varphi)} + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - \frac{c}{\gamma \cdot \tan(\varphi)} - hF \right| \quad (1)$$

$$H_0 (H_0 > 0.2) + 0.3 (H_0 \leq 0.2)$$

где CUT – глубина прорезки от краевого давления q , hF – заглубление фундамента, γ – объемный вес грунта выше подошвы фундамента. Вторая строка формулы (1) введена, чтобы избежать сингулярности краевых контактных давлений.

3. МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ КРЕНОВ ФУНДАМЕНТА С УЧЕТОМ ПРОРЕЗКИ

Решалась плоская задача в упрощенной постановке для проведения численного моделирования. Жесткое сооружение имитировалось жестким штампом на основании, представленном в виде контактной модели ССС [6] с верхним Винклеровым слоем, глубина которого линейно меняется по длине фундамента, а на разных краях фундамента равна соответствующим глубинам прорезки. Толщина линейно-деформируемого слоя ниже глубины прорезки назначалась по рекомендациям СНиП 2.02-01.83.

Функция Грина для модели ССС известна, поэтому задача об осадках штампа на

основании, представленном контактной моделью ССС с переменным коэффициентом жесткости верхнего слоя C_3 сводится к решению интегрального уравнения, которое может быть получено с помощью приближенного метода Жемочкина. Интегрируя функцию Грина на отрезке конечной длины $[A1, A2]$, можно получить формулу осадок ССС от нагрузки, распределенной на этом отрезке с единичной интенсивностью, которая имеет вид

$$w(x, A1, A2) := \begin{cases} w \leftarrow v(x, A1, A2) \\ w + 1 \div C3(x) \text{ if } A1 \leq x \leq A2 \end{cases} \quad (2),$$

$$\text{где}$$

$$v(x, A1, A2) := \begin{cases} r \leftarrow \sqrt{C1 \div C2} \\ \xi \leftarrow x - (A1 + A2) \div 2 \\ a \leftarrow (A2 - A1) \div 2 \\ -\frac{e^{-r \cdot a}}{C1} \cdot \cosh(r \cdot \xi) + \frac{1}{C1} \text{ if } |\xi| \leq a \\ \frac{\sinh(r \cdot a)}{C1} \cdot e^{-r \cdot |\xi|} \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$C3(x) := \begin{cases} h1 \leftarrow CUT(q, c0, \varphi0) \\ h2 \leftarrow CUT(q, c1, \varphi1) \\ H0 \leftarrow \frac{h2 - h1}{B} \cdot x + h1 \\ \frac{E}{H0(1 - \nu^2)} \end{cases}$$

$C1, C2, C3(x)$ параметры ССС, E, ν – усредненный модуль деформации и коэффициент Пуассона основания, $c0, \varphi0, c1, \varphi1$ – прочностные характеристики основания под краями фундамента, $h1$ и $h2$ – глубины прорезки под краями фундамента, q – среднее давление, B – ширина штампа, $h1$ и $h2$ – глубины прорезки под левым и правым краем фундамента соответственно.

Эта задача нелинейна, т.к. глубины $h1$ и $h2$ растут с ростом нагрузки на штамп, и общая глубина сжимаемого слоя возрастает. Рассмотрен поэтапный рост нагрузки на штамп. Вначале принято, что глубины прорезки $h1=h2=0.3$ м, втором этапе эти глубины перевычислялись по формуле (1), и полученные краевые значения напряжений использовались на следующем этапе для определения глубин прорезок и контактных напряжений и т.д. до последнего этапа. При этом принималось условие, что глубины $h1$ и $h2$ на каждом последующем этапе могут

увеличиваться, не уменьшаясь (т.е. «запоминаются» на каждом этапе).

Решение запрограммировано в системе MathCad и проведено математическое моделирование для оценки влияния неоднородной прочности основания на крены жесткого штампа.

4. РОСТ ОСАДОК И КРЕНОВ ЖЕСТКОГО СООРУЖЕНИЯ (ШТАМПА) ПРИ ЕГО ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОМ ВОЗВЕДЕНИИ

Ширина фундамента $B=20$ м, модуль деформации грунта $E=25$ МПа, коэффициент Пуассона грунта $\nu=0.35$, сцепление и угол внутреннего трения под левым краем фундамента $c0=30$ кПа и $\varphi0=20^\circ$, под правым краем – $c1=40$ кПа, $\varphi1=22^\circ$, объемный вес грунта $\gamma=18$ кПа, глубина заложения фундамента с левой стороны фундамента 2 м с правой стороны фундамента 4 м. Максимальная нагрузка $q=300$ кПа достигалась равномерными приращениями 30 кПа в 10 этапов, что соответствует росту нагрузки при возведении реального здания/сооружения (приблизительно по два этажа за один этап). При решении задачи по методу Жемочкина фундамент разбивался на 50 интервалов.

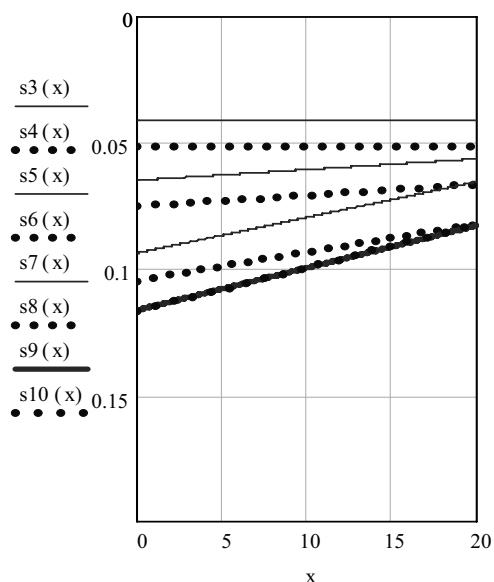


Рис. 1. Эпюры перемещений и кренов штампа, начиная с третьего этапа роста нагрузки. Сплошные линии соответствуют нечетным этапам, а точечные – четным этапам нагружения

Как видно по графикам на рис. 1, заметные крены появились на 5-м этапе нагружения, они достигли максимума 0.0017 при осадке 11.66 см на 10-м этапе. При этом наблюдался эффект «раскачивания»: при увеличении осадок крены на некоторых последующих этапах были меньше, чем на предыдущих. Эффект «раскачивания» наблюдался и для других расчетных случаев, которые здесь не приводятся.

При реальном строительстве благодаря периодическим геодезическим проверкам вертикальности конструктивных элементов крены и «раскачивание» компенсируются за счет периодических корректировок в процессе монтажа. Крены можно замерить только на уровне фундамента. Таким образом, крены здания/сооружения после окончания строительства дополняются кренами в процессе строительства.

5. О НЕДОЧЕТАХ РЕКОМЕНДАЦИЙ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ

В нормативных документах СНиП и СП даны ограничения на величины средних осадок жестких зданий/сооружение в предположении, что при таких осадках случайные крены будут оставаться в допустимых пределах. Но в расчетах этих осадок возникновение зон разрушения под краями фундамента не учитывается, т.е. эти рекомендации имеют достаточно произвольный характер.

В то же время в СНиП и СП рекомендации по расчету кренов зданий/сооружений не учитывают возможности образования зон разрушения грунта под краями фундаментов. Более того, для расчета кренов используются формулы, основанные на решениях теории упругости для кренов жесткого штампа, в которых согласно расчету краевые контактные давления бесконечны, что ведет к недооценке значений расчетных кренов.

6. ВЫВОДЫ

Математическое моделирование с помощью МКЭ-программы PLAXIS показало, что крены здания/сооружения могут возникать и в случае основания, характеризуемого однородной сжимаемостью в плане, если оно неоднородно по прочностным параметрам c и φ . Причем эта неоднородность может находиться в пределах статистического разброса, обозначенного в отчетах об инже-

нерно-геологических изысканиях.

Крены по п. 1 могут быть существенным дополнительным вкладом в расчетные крены высоких жестких зданий/сооружений на основании, характеризуемом неоднородной сжимаемостью в плане.

7. ЛИТЕРАТУРА

- СНиП 2.02-01.83. Основания зданий и сооружений. Госстрой, М., 1985.
- СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений.
- Барвашов В.А. Метод определения глубины зон разрушения под краями фундамента с учетом природного напряженного состояния//Сб. научных трудов 75 лет НИИОСП им. Н.М. Герсевича. – М., 2006 г.
- Барвашов В.А., Найденов А.И. Расчет фундаментных плит с учетом краевых зон разрушения грунта//Сборник научных трудов НИИОСП им. Н.М. Герсевича. – М., 2008 г.
- Барвашов В.А., Найденов А.И. Учет зон разрушения грунта под краями фундамента в расчете системы «основание-фундамент-сооружение» //Основания, фундаменты и механика грунтов. – М., 2009 г.

Геотехнические проблемы высотного строительства в г. Ставрополе

Б.Ф. Галай, Д.М. Стешенко, Л.В. Бабаевская

Северо-Кавказский государственный технический университет, Ставрополь, Россия

Б.Б. Галай

ООО «Инвестиэыскание», Ставрополь, Россия

АННОТАЦИЯ: Впервые на Юге России в центральной части Ставрополя запланировано строительство трех 42-этажных домов высотой 136 м каждый. В основании проектируемых зданий до глубины 50 м распространены структурно-неустойчивые и сейсмоопасные водонасыщенные пылеватые пески, с которыми связаны деформации многих зданий и сооружений краевого центра, а также провалы центральных улиц. Особые трудности при изысканиях возникают не только в связи с оценкой прочностных и деформационных свойств грунтов, но и с их реакцией на сейсмические воздействия при расчетной сейсмичности площадки 8 баллов. Для решения проектно-изыскательских проблем рекомендовано обратиться в ведущие НИИ и ВУЗы России.

В центральной части Ставрополя запланировано строительство самых высоких на Юге России трех 42-этажных домов высотой 136 м каждый. Сорок этажей будут жилыми, а на первых двух разместятся офисы, магазины, рестораны, спортивно-оздоровительные центры, детские сады. Предусмотрена автостоянка на 2000 автомобилей. На крышах всех трех домов предусмотрена площадка для пожарных вертолетов. В проекте предусмотрено строительство 25-этажной гостиницы категории «четыре звездочки плюс» с большим конференц-залом. Дома будут возводиться по новой технологии с применением монолитного железобетонного каркаса, который должен обеспечить сейсмостойкость зданиям. Основные трудности проектирования связаны с инженерно-геологическими условиями площадки.

Инженерно-геологические изыскания на предпроектной стадии были выполнены ООО «Инвестиэыскание» по техническому заданию, выданному ООО «Жилстройинвест». При проведении полевых работ было пробурено 4 скважины глубиной до 45 м. Для лабораторных исследований отобрали 60 монолитов грунта, 60 проб грунта нарушенной структуры и 4 пробы грунтовой воды.

Рельеф площадки ровный, спокойный с абсолютными отметками от 622,45 до 625,25 м в БСВ.

По материалам изысканий в геологиче-

ском разрезе под насыпными грунтами и почвой залегает мощная (до 30 м) толща пылеватых и мелких песков т.н. форштадтского яруса сармата ($N_1^3S_{fr}$). В песках имеются прослой глины толщиной 2 – 3 см и песчаника 10 – 30 см. По коэффициенту пористости пески относятся к рыхлым и средней плотности разновидностям ($e = 0,660 - 0,860$). До глубины 10,0 – 11,0 м пески имеют малую степень водонасыщения ($S_r = 0,24$), а нижняя часть слоя (ниже уровня грунтовых вод) пески полностью насыщены водой ($S_r = 1,0$).

Толща пылеватых и мелких песков подстилается песчано-глинистыми отложениями в виде переслаивания тонких слоев песка и глины толщиной до 3 – 4 см, относящимися к тому же форштадтскому ярусу сармата. По валовым пробам эту тонкослоистую толщу можно отнести к тяжелым и легким суглинкам мягкопластичной консистенции с числом пластичности $I_p = 0,15$. Вскрытая мощность этого слоя составляет 13,3 м.

По фондовым данным песчано-глинистая толща на глубине 48 – 50 м подстилается слоем прочного известняка-ракушечника карабиновского горизонта сармата ($N_1^3S_{2car}$) мощностью 4,0 – 5,0 м. Этот слой, в свою очередь, подстилается песчано-глинистой толщей ясеновского горизонта ($N_1^3S_{2is}$) мощностью 25 – 35 м, литологически весьма схожей со слоистой вышележащей толщей.

Грунтовые воды на площадке ненапор-

ные, приурочены к толще форштадтского песка и к прослоям песка в песчано-глинистых отложениях. Питание водоносного горизонта происходит за счет поступления воды из водоносных горизонтов, расположенных выше по рельефу, а также инфильтрации атмосферных осадков и водопотерь из местных водонесущих коммуникаций на застроенной территории. Коэффициент фильтрации песков по архивным данным был принят равным $K_f = 10$ м/сутки.

Выполнение изысканий на данной площадке сопровождалось определенными трудностями. Отбор монолитов ниже уровня грунтовых вод неизбежно сопровождался неконтролируемыми нарушениями структуры и, возможно, уплотнением при задавливании тонкостенного стакана-грунтоноса. Малый размер монолитов не позволил провести стандартные испытания при трех ступенях нагрузки. Кроме того, сдвиговые испытания в песчано-глинистой слоистой толще неизбежно дают большой разброс прочностных характеристик. Остались неизученными расположенные на большой глубине ясеновские глины, попадающие в активную (сжимаемую) зону фундаментов проектируемых зданий.

Согласно СП 11-105-97, приложение Б, площадка относится к III (сложной) категории инженерно-геологических условий.

В 2004 году ОАО "СтавропольТИСИЗ" в результате комплексных сейсмических исследований установил сейсмичность площадки равной 7 баллам. СНиП 11-7-81* рекомендует для сооружений повышенной ответственности на территории г. Ставрополя принимать сейсмичность в 8 баллов.

Рыхлые пылеватые обводненные пески на территории Ставрополя занимают около 50 % площади. Специфические свойства этих грунтов были описаны в Трудах Международной конференции по геотехнике (Галай Б.Б., Стещенко Д.М., 2005) и в монографии (Галай Б.Б., 2007). Пески обладают суффозионной просадочностью, плавунностью и структурной неустойчивостью, являются сейсмоопасными грунтами. Десятки зданий и сооружений, построенных на форштадтских песках краевого центра, испытали аварийные деформации. Некоторые здания стянули металлическими тяжами, в основания нескольких зданий закачали цементно-песчаный раствор, но полная стабилизация деформаций после этих меро-

приятий не наступила.

Кроме просадочных деформаций с песками связаны провалы улиц. Развитию суффозионно-просадочных процессов и провалов способствует наличие в нижней части геологических разрезов высокопористых известняков-ракушечников, легко пропускающих суффозионный материал при нисходящей фильтрации потока грунтовых вод. В этом отношении провалы в Ставрополе можно считать аналогами суффозионных провалов в Москве, описанных в работе «Москва: геология и город» (1997, с. 278).

Структурная неустойчивость форштадтских песков выражается в том, что после разрушения их структурных связей в водонасыщенном состоянии (перемешиванием по Н.Я. Денисову; переминанием по М.Н. Гольдштейну, 1973, с. 294) прочность по конусу П.А. Ребиндера снижается в 100-300 раз (Галай Б.Б., 2007).

В обводненных плавунных песках изыскатели не могут отобрать ненарушенные монолиты, а строители отрыть котлованы. Для оценки свойств форштадтских песков изыскатели неправомерно используют статическое зондирование.

СП 11-105-97, часть I, Приложение II (рекомендуемое) запрещает применять статическое зондирование для даче-четвертичных песков, обладающих сцеплением S более 0,01 МПа. По лабораторным данным удельное сцепление в маловлажном песке принято равным $S = 0,02$ МПа, а в нижележащем водонасыщенном песке $S = 0,04$ МПа.

При строительстве ставропольских вы-сок для подземных этажей потребуется отрыть котлованы глубиной до 15 м. До 10 м сухой песок строители пройдут легко, а ниже уровня грунтовых вод обводненный рыхлый песок готовит много сюрпризов. Потребуется удержать и укрепить стенки котлованов и откачать из них грунтовую воду. При откачке воды может произойти вынос частиц грунта (механическая суффозия), просадка соседних зданий и образование провалов на прилегающей территории.

42-этажные дома оказывают давление на грунты основания до 9 МПа. Это давление нельзя смоделировать в лаборатории, т.к. по ГОСТу стандартные компрессионные приборы рассчитаны на давление до 0,6 МПа. Пески такой мощности (до 30 м) следует испытать полевыми методами (винтовыми

штампами и прессиометрами).

Современные высотные здания, как правило, проектируют на плитно-свайных фундаментах. Устройство буронабивных или забивных (задавливаемых) свай в плитно-свайном фундаменте также встретит свои трудности. Из-за глубокого залегания (на глубине 50 м) известняка-ракушечника, который мог бы служить несущим слоем для свай-стоек, свайные фундаменты будут висячими. При этом возникает проблема испытания свай на сейсмическую нагрузку в структурно-неустойчивых обводненных песках, которые после разрушения структурных связей многократно снижают свою прочность.

Повысить несущую способность обводненных пылеватых песков и, соответственно, свайных фундаментов чрезвычайно трудно. В качестве возможного варианта укрепления пылеватых песков мы рекомендовали буронабивные шнековые сваи (Галай Б.Ф., 2000; Столяров В.Г., Галай Б.Ф., Галай Б.Б., 2008), теоретическое обоснование которых дал З.Г. Тер-Мартirosян (Тер-Мартirosян, З.Г., Ала Саид Мухамед Абдул Малек, 2008).

Рабочим материалом шнековых буронабивных свай может служить негашеная известь (Абелев М.Ю., 1973, с. 161). Диаметр таких свай в плавунных грунтах достигает 0,9 м (рис. 1).



Рис.1. Буронабивная свая в пылеватом обводненном песке, изготовленная шнеком $D=180$ мм

Учитывая высокую социальную и экономическую значимость проектируемых объектов и исключительную сложность грунтовых условий, дальнейшее проектирование высотных зданий в Ставрополе невозможно без участия и научного сопровожде-

ния ведущих НИИ России (ПНИИИС, НИИ оснований им. Н.М. Герсевича), МГСУ и Главгосэкспертизы РФ. При этом, несомненно, будет полезен опыт проектирования и строительства высотных зданий, описанный в Трудах Международной конференции по геотехнике «Развитие городов и геотехническое строительство» (2008) и, в частности, в статье (В.П. Петрухин и О.А. Шулятьев, 2008).

ЛИТЕРАТУРА

- Абелев, М.Ю. 1973. Слабые водонасыщенные глинистые грунты как основания сооружений. М., Стройиздат.
- Галай, Б.Ф., Столяров, В.Г. 2000. Шнековый способ глубинного уплотнения грунтов и устройства буронабивных свай. *Промышленное и гражданское строительство*, №10, с. 23-24.
- Галай, Б.Ф., Столяров, В.Г., Галай, Б.Б., Штенко, Д.М. 2005. Специфические грунты и связанные с ними аварийные деформации зданий в Ставропольском крае. *Труды Международной конференции по геотехнике «Взаимодействие сооружений и оснований: методы расчета и инженерная практика»*, т. 2. Москва: АСВ, с. 279-284.
- Галай, Б.Ф., 1999. Патент РФ № 2135691, Способ возведения буронабивной сваи.
- Галай, Б.Б. 2007. Просадочные пески г. Ставрополя. Ставрополь: СевКавГТУ.
- Галай, Б.Ф., Галай Б.Б. Рекомендации по проектированию и устройству буронабивных грунтовых свай, изготовленных шнековым способом в просадочных и слабых грунтах. 2-е изд. доп. и испр. – Ставрополь, СевКавГТУ, 2008.
- Гольдштейн, М.Н., 1973. Механические свойства грунтов. М., Стройиздат.
- Москва: геология и город /гл. ред. В.И. Осипов, О.П. Медведев. – М.: АО «Московские учебники и Картография», 1997.
- Петрухин, В.П., Шулятьев, О.А. 2008. Геотехнические особенности строительства московского международного делового центра (ММДЦ) «Москва-СИТИ». *Развитие городов и геотехническое строительство*. Санкт-Петербург: НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект».
- Тер-Мартirosян, З.Г., Ала Саид Мухамед Абдул Малек. 2008. Напряженно-деформированное состояние слоя грунта в процессе его уплотнения грунтовыми сваями и последующего нагружения его под воздействием внешней нагрузки. *Вестник МГСУ* №2.

О несущей способности и осадках буронабивных свай для высотного строительства на глинистых грунтах с учетом нового существа разрушения их оснований.

А.А. Григорян

НИИОСП им. М.Н. Герсеванова, Москва, Российская Федерация

АННОТАЦИЯ: Для обеспечения безопасности строительства высотных зданий в неплотных глинистых грунтах следует выполнять расчет по несущей способности. Предлагаемый новый механизм разрушения оснований объясняет сущность понятия - несущая способность. Грунтовая среда рассматривается как дискретная, а не сплошная.

В натурных испытаниях получены – распределение напряжений в сечениях ствола и по пяте длинных вертикально нагруженных буронабивных свай. Рассмотрена эффективность ряда мероприятий по увеличению сопротивления по их нижнему концу для массового строительства.

Современное строительство в России в основном идет по пути дальнейшего увеличения нагрузок передаваемых от фундаментов на грунтовое основание. Давление под подошвой фундаментов высотных зданий и сооружений возрастает до 1,0 МПа и более. Подавляющая часть территории России поверху сложена осадочными породами, представленными в основном сжимаемыми глинистыми грунтами.

Проблема строительства состоит в восприятии таких нагрузок в мегаполисах. При залегании неплотных глинистых грунтов на больших глубинах под тяжелонагруженными фундаментами может произойти недопустимая потеря прочности /несущей способности/ основания. В результате этого могут развиваться недопустимые неравномерные осадки и крены сооружений, длительно незатухающие деформации, провалы отдельных частей и даже сооружений в целом. Отечественные нормативы до настоящего времени не дают четкого решения этой проблемы.

Теоретические основы механики грунтов, на наш взгляд, отстают от запросов практики строительства. Начало общей теории предельного равновесия было положено трудами Кулона, Прандтля и других. Было предложено большое число расчетных схем для глубоких фундаментов с внесением допущений, как правило, искажающих реальное поведение грунта в их основании. В этих

схемах линии скольжения направлены вверх из-под фундамента, что соответствует выпору грунта /1/. Существующие теоретические решения часто кинематически невозможны. Однако при малом заглублении фундамента и действии существенной наклонной нагрузки схема с выпором грунта вверх не утрачивает своего значения. В этих решениях грунтовая среда предполагается сплошной /2,3/, а иногда и несжимаемой.

С 1960 по 2003 гг. автором с учениками проводились натурные экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния системы "фундамент-основание" со штампами и сваями /одиночными и в составе групп/. /1,4,5/. Грунтовая среда представляла собой глинистые грунты, в основном просадочные при замачивании. Эксперименты в просадочном грунте выполнялись либо в природном состоянии низкой влажности, либо в замоченном состоянии, но без проявления просадок от действия собственного веса вышележащего грунта. В этих условиях можно рассматривать закономерности как полученные в обычных непросадочных глинистых грунтах, что экспериментально подтверждалось.

Длинные набивные сваи всегда прорезали присадочные и заглублялись в непросадочные грунты.

В отечественной практике за исходные позиции при проектировании приняты

закономерности развития различных фаз деформации грунта в основании сооружений под действием возрастающей нагрузки /6/. Эти позиции не учитывают изначально принятого для упрощения теории важного допущения, что сопротивление сдвигу грунтов не зависит от величины деформаций /2/.

Для обоснования существа разрушения предлагаем следующие четыре фазы состояния грунта /6/. Первая фаза уплотнения грунта с осадками близкими к прямолинейным. Вторая фаза характеризуется формированием уплотненного ядра под фундаментом и областями сжатия со сдвигом, причем сжатие грунта /объемная деформация, уплотнения/ происходит по радиально направленным столбикам и сдвигом между ними/рис. 1/.

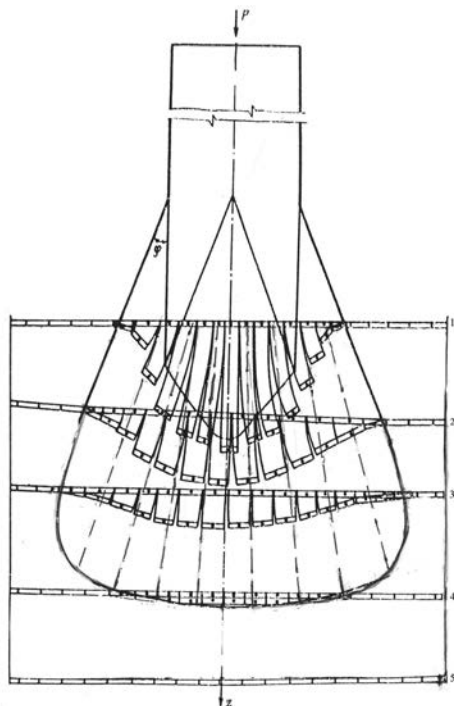


Рис. 1. Смещения фиксаторов в пределах зоны деформаций грушевидной формы у нижнего конца сваи на глубине 6,5 м. 1...5 линии с фиксаторами деформаций до испытания сваи. Боковые границы столбиков обозначены пунктиром.

Третья фаза характеризуется образованием общей /первой/ поверхности разрушения, когда по всей границе зоны деформации грунта под фундаментом наступает предельное состояние. При этом грунт из под фундамента перемещается вниз и в стороны без

выпора вверх. Отсутствие объемных деформаций наблюдается только в предельный момент, после которого под действием той же постоянной нагрузки вновь происходит уплотнение и сдвиг до образования следующей поверхности разрушения уже в фазе четвертой. Четвертая фаза - прогрессирующее разрушение с возникновением последующих /подобных первой/ поверхностей разрушения, но в сдвинутом вниз на определенный интервал положении /4,5/. Таким образом, в однородном грунте происходит незатухающая осадка сваи до изменения граничных условий. Однако дополнительное воздействие может вновь нарушить равновесие системы и осадка будет продолжаться. Осадка сваи происходит не непрерывно, а скачкообразно, характеризуя процесс разрушения дискретной среды в отличие от сплошной.

Эти положения, подтвержденные натурными экспериментами, были наглядно проиллюстрированы опытами в лотке с моделями свай в послойно укладываемом глинистом грунте /4,5/. Нагружение модели вертикальной нагрузкой сначала привело к первому срыву с наблюдаемыми за стеклянной стенкой лотка искажением прямоугольной сетки из окрашенных полос и четкой границей зоны деформации /рис .2/.

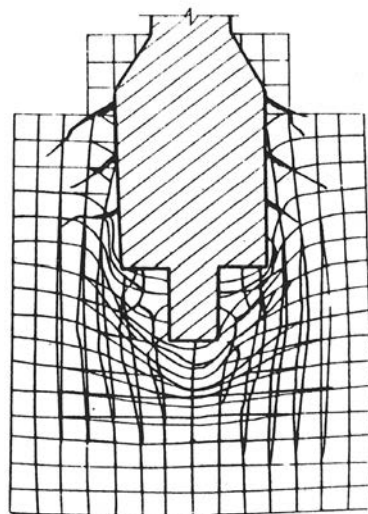


Рис. 2. Деформации в основании модели сваи с уширенной пятой.

Под действием той же предельной нагрузки возникло аналогичное искажение сетки в сдвинутом вниз положении. Каждый срыв модели происходил с образованием симметричных трещин, исходящих от ствола сваи. На рис. видны три пары трещин у модели с уширенной пятой. Размеры модели в этом опыте: диаметр ствола 20 мм, уширенной пяты 60 мм, длина 350 мм. Сухой суглинок укладывался слоями до плотности 1,65 г/см³. Опыты выполнял А.Г. Чахвадзе.

Крупномасштабных исследований напряженно-деформированного состояния длинных свай для решения проблем высотного строительства в глинистых грунтах, на наш взгляд, явно не достаточно. В связи с этим по видимому представляет интерес комплексное исследование напряженно-деформированного состояния системы “свая-грунт”, проведенное с набивными сваями разной конструкции в одних и тех же грунтовых условиях на опытных площадках

Волгодонского завода тяжелого машиностроения. Испытания проводились в течение 10 лет на разных площадках со сваями обычной конструкции, тензометрическими сваями, буронабивными сваями с уширенными пятами, заглубленными штампами, буронабивными сваями с уплотнением грунта в забое скважины.

Грунты застраиваемой территории до глубины 35 м сложены эоловоделювиальными отложениями, представленными слоями лёссовидных суглинков трех террас. Ниже расположены аллювиальные суглинки, мелкие пески, гравелистые пески, общей толщиной до 36 м и на глубине 60 м третичные майкопские глины. Верхние слои суглинков, чаще всего до глубины 20 м от поверхности земли, просадочны от замачивания. Уровень грунтовых вод находился на глубине около 25 м. Основные характеристики физико-механических свойств грунтов даны в таблице.

№№ п. п.	Место испытания	Глубина отбора, м	Природная влажность W	Плотность в сухом состоянии, ρ_d , г/см ³	Пластичность			Пористость, n	Угол внутрен- него трения φ, град	Сцепление с, МПа	Модуль деформа- ции E, МПа
					W _L	W _p	I _p				
1	Волгодонск	8-21	0.15	1.56	0.33	0.20	0.13	0.42	17	0.024	12
2	Волгодонск	>21	0.18	1.62	0.35	0.21	0.14	0.40	19	0.03	22

Для измерения продольных усилий по длине вертикально нагружаемых свай и под их концами на ряде других опытных площадок Украины мы применяли специальные тензометрические элементы, в которых использовались электрические датчики сопротивлений. Однако нас не удовлетворяла стабильность их показаний. Поэтому для длинных буронабивных свай мы впервые для свай использовали струнную аппаратуру системы НИС Гидропроекта. Эксперименты выполнял И.И. Хабибуллин. В основу струнных датчиков положен принцип измерения частоты собственных колебаний отрезка стальной струны, изменяющейся при нагружении. На показания струнных приборов практически не влияют изменения влажности, температуры, состояние изоляции подводящих кабелей и т.п., благодаря чему их показания отличаются стабильностью.

Опытные сваи диаметром 1 м, длиной 18 м прорезали слои неплотных, маловлажных

грунтов, просадочных от замачивания и на 3 м заглублялись в плотные непросадочные суглинки с коэффициентом пористости $e = 0,662$. Сваи устраивались из котлована глубиной 6 м как у строящегося корпуса завода. В котловане были устроены три буронабивные тензосваи в грунтах природной влажности, затем грунты вокруг каждой сваи локально замачивались до водонасыщения. Далее сваи нагружались статической нагрузкой по методике ГОСТ 5686-69 с помощью гидравлических домкратов ДГ-500. Методика замачивания грунтов и нагружения свай приведена в работах /4,5/. Срыв всех трех свай произошел при нагрузке $R = 3420$ кН /рис. 3а/.

Осадки свай до срыва не превышали 1,5 см. По данным измерений построены эпюры нормальных напряжений σ_n в сечениях свай 1...1У /правая эпюра на рис.4, полученная при срыве свай/.

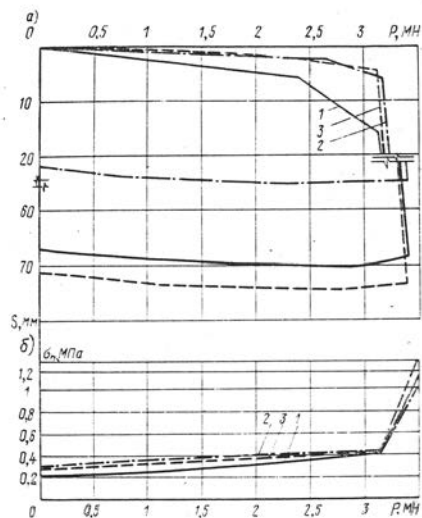


Рис 3. Графики зависимости
а/ осадки S от нагрузки P для свай 1,2,3;
б/ роста контактных напряжений σ_n в плоскости нижнего конца свай 1, 2, 3 от их нагружения.

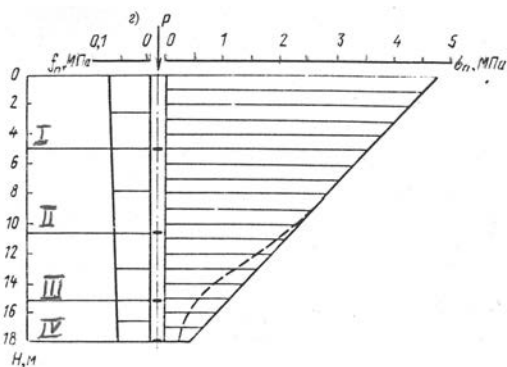


Рис. 4. Эпюры распределения нормальных напряжений σ_n , в сечениях свай n и касательных напряжений f_n по стволу свай.

Удельные силы бокового трения вычислялись по формуле:

$$f_n = \frac{N_2 - N_1}{\pi DL}, \quad (1)$$

где N_1 и N_2 – продольные силы в соседних сечениях по длине свай, кН;

D – диаметр ствола свай, м;

L – длина участка свай между сечениями, м.

Как показали данные измерений, по мере нагружения свай включается в работу бо-

вое сопротивление по стволу в направлении сверху-вниз. Сопротивление на нижерасположенном участке включается в работу после того, как полностью исчерпывается сопротивление на вышерасположенном. В итоге, когда наступает срыв свай – в данном эксперименте при $P=3420$ кН, эпюра удельных сил бокового трения близка к прямоугольной, а значения f_n практически постоянны в однородном грунте и равны $\sim 0,062$ МПа /левая эпюра на рис. 4/. Вследствие того, что опытная площадка была на 6 м глубже поверхности земли, самый верхний участок свай длиной до 6 м полностью включился в работу, а в других наших экспериментах наблюдался постепенный рост сопротивления от 0 до некоторого постоянного значения. /4,5/.

В период роста сопротивлений по стволу свай нагрузка на её нижний конец практически не передавалась, включая и вес самой свай. Нормальные напряжения в плоскости нижнего конца свай перед срывом свай составили $0,35 \pm 0,45$ МПа. Резкое увеличение этих напряжений до 1,25 МПа произошло только после срыва свай под критической нагрузкой, т.е. когда происходила существенная осадка свай /рис. 3б/. Нормальные напряжения в плоскости нижнего конца свай в процессе её срыва увеличивались прямо пропорционально росту осадки свай. Максимальная осадка в опытах составила 70 мм, после чего свая разгружалась.

Таким образом в натурном эксперименте с длинными буронабивными сваями была получена небольшая доля от общей нагрузки $/P_{пр} = 3170 \text{ кН}/$, переданная в предельном состоянии на нижний конец, а именно, для свай №1 - 304 кН; №2 - 297 кН; №3 - 319 кН, что составило около 10% от $P_{пр}$. По мере развития осадки свай при $P_{кр}$ под нижним концом свай шло уплотнение грунта в соответствии с данными натурного эксперимента на рис. 1. Свай в рассмотренных экспериментах работали как свай трения.

Для увеличения сопротивления под нижним концом длинных набивных свай в течение последних десятилетий получили развитие следующие мероприятия:

- устройство уширенных пят;
- уплотнение грунтов под пятой свай и на самом нижнем участке ствола свай;
- закрепление грунтов под пятой свай.

Особенно тщательно и многократно в на-

турных условиях исследовалась эффективность устройства уширенных пят. Путем прямых сопоставлений несущей способности у свай без уширения и с уширенными пятнами на пяти опытных площадках в разных регионах была доказана очень небольшая эффективность устройства уширенных пят у длинных свай. Увеличение несущей способности при наиболее часто применяемых размерах ствола и уширения (диаметр ствола $d = 0,6$ и $1,0$ м, уширенной пяты $d_y = 1,6$ и $2,2$ м при длине свай 12-16 м) составило менее 20%. Очевидно достаточно на несколько метров увеличить длину сваи в том же грунте и будет тот же результат по несущей способности /8/. В натурном эксперименте со сваями в грунтах природной низкой влажности были измерены дополнительные вертикальные напряжения на уширения вследствие их разбухания, отрицательно влияющие на работу свай с уширенными пятнами /9/.

Следует отметить, что с некоторой глубины с ростом отношения длины сваи к её диаметру уширение пят в работу не включается и делать уширение бесполезно. По данным натурных испытаний это наблюдается при длине свай более 18 м при соотношении $l/d > 20$.

Как было отмечено выше, у длинных свай велико сопротивление по боковой поверхности, а доля пят в общем сопротивлении незначительна. При опирании длинных свай на недостаточно плотные (сжимаемые) грунты полная реализация сил сопротивления по боковой поверхности наступает при малых (до 1 см) осадках большей частью упругих.

После реализации сил сопротивления по боковой поверхности включается в работу уширенная пят и при недостаточной прочности грунта под пятой скорость осадки сваи резко возрастает и наступает её срыв.

Несмотря на убедительные результаты натурных исследований и получение ясности в объяснении причин неэффективности уширений у длинных свай, в практике последних лет их продолжают применять.

Во вновь подготовленном документе - Своде правил по проектированию свайных фундаментов – несущую способность по нижнему концу набивной сваи с уширением и без уширения определяют путем умножения площади /в первом случае площади поперечного сечения уширения в месте

наибольшего его диаметра/ на одно и тоже расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи. Чтобы не получить ошибки до двух-трех раз в опасную сторону при применении в указанных случаях уширенных пят придется существенно увеличить коэффициент запаса.

С целью уплотнения грунта у нижнего конца сваи нами с Ю.А. Чиненковым разработаны специальные конструкции сваи с уплотнением грунта в забое скважины и технология их изготовления /4,5/.

Это уплотнение достигалось путем втрамбовывания щебня в дно скважины трамбовкой специальной конструкции с массой до 5 тонн, либо забивкой в дно скважины железобетонного элемента. Конструкции, размеры и форма предлагаемой трамбовки позволяют осуществить уплотнение в скважинах диаметром около 1 м и глубиной до 30 м. Применяются сваи с пробитыми концами при проектировании сооружений в супесчано-суглинистых грунтах неплотного сложения и со степенью влажности грунта $S_r < 0,7$.

Статические испытания буронабивных свай с уплотненным забоем, проведенные с замачиванием грунтов основания, представлены на графике зависимости осадки сваи от нагрузки $S=f/P$ /рис. 5/.

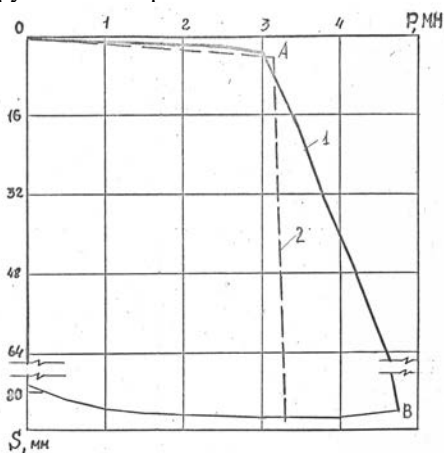


Рис. 5. Графики зависимости осадки S от нагрузки P

1- для сваи диаметром 1 м, длиной 18 м с пробитым концом

2- для обычной буронабивной сваи тех же размеров.

График до начала срыва имеет два участка: первый – ОА близок к прямолинейному,

характеризуется малым перемещениями 3-5 мм, близкими к величине упругого сжатия ствола. При этом почти вся нагрузка передается через боковую поверхность сваи, а на пяту приходится незначительная нагрузка, т.е. работа сваи полностью повторяет поведение буронабивной сваи обычной конструкции. В точке А все испытанные сваи с пробитым концом дают перелом кривой. После перелома включается в работу пята сваи и перемещения сваи интенсивно растут, однако на каждой ступени нагружения в пределах участка АВ наблюдается стабилизация деформаций во времени. При этом пята сваи работает как заглубленный штамп.

Срыв сваи, изготовленной в скважине с пробитым концом, начинается в точке В при нагрузке $P = 4,8$ МН. Сравнение графиков "нагрузка-осадка" сваи с уплотненным забоем с данными испытания тензометрической сваи /рис.3б/ показало, что за счет уплотнения забоя сопротивление по нижнему концу буронабивной сваи увеличилось в 4 раза /от 0,4 до 1,6 МН/. Таким образом достигается увеличение сопротивления свай по нижнему концу и также можно отказаться от трудоемкой операции по зачистке скважин от разрыхленного грунта. Автором с Чиненковым Ю.А. были разработаны и в 1982 г. выпущены институтом НИИОСП "Рекомендации" /10/.

Мероприятия по закреплению грунтов в основании одиночной сваи по данным их использования в тех же грунтовых условиях, при той же глубине скважины дают аналогичные результаты.

Экспериментальных данных и результатов исследований поведения свайных фундаментов в глинистых сжимаемых грунтах в натуре для надежного решения проблем строительства мегаполисов на наш взгляд не достаточно. Вопрос о взаимовлиянии свай в фундаменте в расчетах несущей способности свайных фундаментов из свай длиной до 6 м относительно легко решается экспериментальным и расчетным путями /4,5/. Для длинных свай в этом вопросе нет единого мнения. Ещё сложнее стоит вопрос о расчете свайных фундаментов по деформациям.

Для строительства уникальных высотных зданий и сооружений представляется перспективным использование конструкций свайно-плитных фундаментов с мощной плитой.

Заслуживает большого внимания новый метод минимизации осадок у свайно-плитного фундамента, возводимого в сжимаемых неплотных грунтах /11/. В этом методе с помощью предварительного нагружения и далее циклического воздействия на каждую сваю в фундаменте достигается очень существенное уменьшение неравномерных осадок свайного фундамента.

Очень сложным остается вопрос о расчете несущей способности набивных свай в глинистых сжимаемых грунтах. Под буронабивной свайей обычной конструкции и способа устройства до начала срыва ее под вертикальной вдавливающей нагрузкой не образуется уплотненного ядра. Только после значительной осадки сваи под воздействием постоянной критической нагрузки, полностью включается в работу пята и несущую способность её основания можно включить в расчет несущей способности буронабивной сваи. В случаях предварительного грунта в забое скважины, а также для забивных свай уплотненное ядро сформировано при их устройстве.

С учетом вышеизложенного, в настоящем докладе расчет несущей способности основания сваи производится на основе приближенного решения упруго-пластической задачи в соответствии с расчетной схемой /рис.6/ /1/.

Несущая способность основания сваи F_d /кН/ определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c P_{пр}, \quad (2)$$

где γ_c — коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1;

$$P_{пр} = P_1 + P_2 + P_3, \quad (3)$$

где $P_{пр}$ — предельная нагрузка на сваю;

P_1 — сопротивление по боковой поверхности сваи до усеченного конуса АВЕФ;

P_2 — сопротивление по поверхности усеченного конуса АВЕФ;

P_3 — сопротивление по нижней замыкающей части поверхности ВСДЕ.

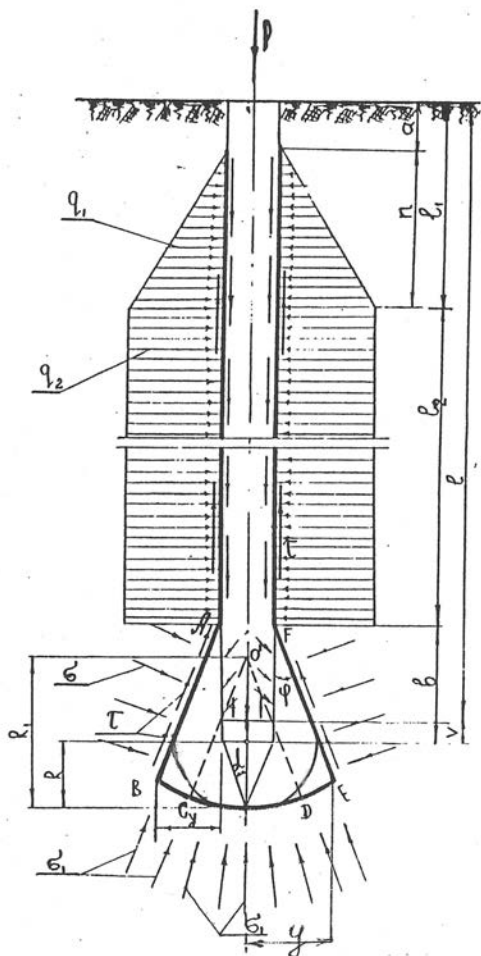


Рис. 6. Расчетная схема несущей способности основания сваи.

$$P_1 = u[n(0.5\xi\gamma_1tg\varphi + c) + (\xi\gamma_2tg\varphi + c)l_2]; \quad (4)$$

$$P_2 = \pi\gamma_2d(y + d)c; \quad (5)$$

$$P_3 = \sigma_1(Q_2 \cos \varphi + \pi R_1^2 \sin^2 \varphi), \quad (6)$$

где u – периметр сечения сваи, d – диаметр сваи, n , l , y , R_1 – приведены на рис.6; Q_2 – боковая поверхность усеченного конуса BCDE; ξ – коэффициент бокового давления грунта, φ и c – угол внутреннего трения и удельное сцепление, γ – удельный вес грунта, σ_n – наибольшее главное нормальное напряжение.

Подробное изложение расчета дано в работах [4,5]. Для упрощения расчетов поверхность предельного равновесия в местах

примыкания участков 2 и 3 несколько изменена от полученной экспериментально и теоретически грушевидной формы в сторону запаса.

При незначительном увеличении предельной нагрузки $P_{пр}$ до критической происходит незатухающая осадка сваи, т.е. разрушение основания до изменения граничных условий задачи. Поэтому предельная поверхность практически соответствует поверхности разрушения.

Разработанная нами расчетная схема несущей способности основания сваи и новое существо разрушения оснований из глинистого грунта было опубликовано в трудах [12] первая половина доклада; вторая половина этого доклада, посвященная способу устройства свай, дана вторым автором/.

За прошедшее с 1973 г., время нам не известно реальных фактов, не отвечающих принятым положениям. Они нашли поддержку со стороны многих ведущих отечественных и зарубежных ученых. В настоящее время расчет несущей способности оснований свай в просадочных грунтах включен в подготовленный новый нормативный документ – Свод правил по проектированию и строительству свайных фундаментов /СП 50-102-2010/ Москва.

Расчетная схема несущей способности сваи также нашла поддержку в работе [13/.

Работа, изложенная в настоящем докладе, несомненно должна быть продолжена, особенно относительно поведения и расчета оснований свайных фундаментов на сжимаемых глинистых грунтах.

Список литературы

1. Григорян А.А. О безопасности строительства на глинистых грунтах по 1-му предельному состоянию // "ОФМГ"-2006. - №5.-С. 24-29
2. Терцаги К. Теория механики грунтов. – М.; Гостройиздат, 1961. – 506 с.
3. Meyerhof G.G. The ultimate Bearing Capacity of Foundations // *Geotechnique*. – vol. 2 – 1951/ - №4- pp 301-332.
4. Григорян А.А. Свайные фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах. – М. Стройиздат, 1984. – 162с.
5. Grigorian A.A. Pile Foundations for Buildings and Structures in Collapsible Soils – Oxford IBH Publishing Co.Pvt.Ltd., 1997-153 p.
6. Григорян А.А. О новом механизме разрушения оснований на глинистых грунтах под фундаментами сооружений // "ОФМГ". – 2009.

№3.- С. 10-14.

7. Григорян А.А., Хабибуллин И.И. Экспериментальное исследование распределения напряжений в буронабивных сваях значительных размеров. // *“ОФМГ”*. – 1980. №3 - С. 11-13.

8. Григорян А.А., Чиненков Ю.А. Из опыта строительства на сваях большой длины с уширенными пятнами в просадочных грунтах // *“ОФМГ”*. – 1990. №4.- С. 2-5.

9. Дзагов А.М., Сидорчук В.Ф. О напряженном состоянии основания при устройстве и нагружении буронабивной сваи в глинистых грунтах. // *“ОФМГ”*. – 2002. №3.- С. 10-15.

10. Рекомендации по проектированию и устройству буронабивных свай с уплотнением грунта в забое скважин. – М.: ПЭМ ВНИИС’а Госстроя СССР, - 1982 – 24 с.

11.Brandl H. An innovative method to minimize Pile settlements //Proceed of the 4th International Conference on Deep Foundation practice + pile talk – Singapore, 1999. – 12 pp.

12. Grigorian A.A., Ivanov E.S. Bearing capacity and method of penetration of piles in loess soils. Proceed of the 8th International Conference on Soil Mechanic and Foundation Eng., vol. 3, Moscow, 1973 – p.p. 125-130.

13. Готман А.Л. Свайные фундаменты. Обзорно-аналитическая лекция Труды юбилейной конференции, посвященной 50-летию РОМГГиФ Российская геотехника – шаг в XXI век – т. 1 – М., 2007, - С. 37-52.

Совершенствование методики динамических испытаний буронабивных свай

А.В. Драницын

НИИОСП им. Н.М. Герсеева, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Приведены данные исследований для разработки динамического метода контроля несущей способности буронабивных свай. Показано, что по результатам динамических испытаний буронабивных свай по отказам можно определить сопротивление грунтов под их нижними концами и по их боковой поверхности. Даются предложения по учету вязкого сопротивления грунтов основания буронабивных свай

Изложено обоснование методики определения несущей способности буронабивных свай по данным, получаемым при регистрации волновых процессов, возникающих в результате удара молота

Практика свайного фундаментостроения предусматривает выполнение контроля несущей способности забивных свай по результатам их динамических испытаний, в том числе по данным регистрации остаточных и упругих перемещений (отказов) свай от удара молота. В последние годы возникает необходимость разработки аналогичной методики контроля несущей способности для буронабивных свай в связи с резким увеличением объектов их применения. Попытка создания такой методики ранее уже предпринималась Н.М. Герсеевым [1], однако своего развития она не получила, поскольку при ее разработке не учитывались особенности сопротивления таких свай.

Лабораторией свайных фундаментов НИИОСП им. Н.М. Герсеева на ряде строительных площадок, в том числе при строительстве высотных зданий, были проведены исследования по определению несущей способности буронабивных свай динамическим методом, результаты которых использованы при проектировании и устройстве свайных фундаментов жилого дома в районе Воробьевых гор в Москве.

Участок строительства дома в месте проведения экспериментальных работ характеризовался наличием в верхней зоне слоя насыпных грунтов толщиной до 7 м и слоя слабых озерно-аллювиальных отложений до 12 м, которые на глубине 19 м подстилаются супесями преимущественно текучей конси-

стенции, а с глубины 25 м - юрскими глинами полутвердой и твердой консистенции.

Для жилого дома фундаменты были запроектированы в виде буронабивных свай диаметром 1 м, длиной 30 м и несущей способностью 4500 кН. Устройство свай выполнялось с помощью буровых станков, оснащенных инвентарными обсадными трубами. Три сваи в свайном поле этого дома были подвергнуты динамическим, а затем статическим испытаниям с измерением остаточных и упругих перемещений – отказов. Динамические испытания производились с использованием подвешенного молота массой 6,34 т, а статические – по ГОСТ 5686-94. Испытания выполнялись с привлечением фирмы ООО «ЭЛГАД ТОП». Результаты измерений отказов свай представлены в таблице 1, а графики статических испытаний на рис. 1 и табл.1.

Из таблицы видно, что буронабивные сваи сопротивляются ударным воздействиям совершенно иначе, чем забивные. Действительно, если забивные сваи при ударе с повышением высоты подъема ударной части молота при постоянной его массе, как известно, увеличивают свои отказы (в связи с ростом приложенной к ним энергии удара), то буронабивные сваи при первом ударе дают отказы большие, чем при последующих даже при увеличении высоты падения ударной части молота. Это объясняется тем, что в результате удара по свае сопротивление

грунта под ее пятой возрастает в связи с уплотнением грунта, в то время как грунт под пятой забивных свай с самого начала динамических испытаний находится в уже уплотненном состоянии и дополнительные удары практически не влияют на его уплотнение и на увеличение несущей способности. Это обстоятельство следует учитывать при разработке методики динамических испытаний буронабивных свай, а моделирование сопротивления грунта под пятой сваи проводить, например, в соответствии с упрощенной графической схемой (рис. 2).

Таблица 1.

Длина свай, м	Высота подъяема молота, м	Остаточный отказ, мм	Средний упругий отказ, мм	Сопротивление свай, кН	
				P _c	P ₀
31,3	1,0	5,3	2,5	2400	2090
	0,8	1,0			
30,8	1,0	5,0	3,0	2320	1980
	1,5	0,5			
31,2	0,7	3,0	3,0	2380	2200
	1,2	1,6			

* Значение сопротивления свай по боковой поверхности P_c и под ее пятой P₀ соответствуют данным динамических испытаний .

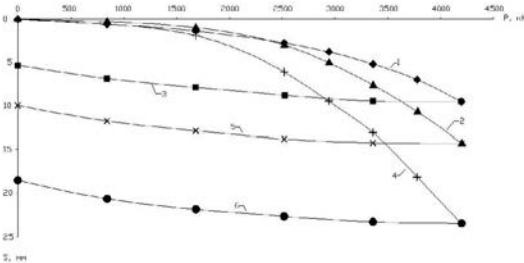


Рис. 1. Результаты статических испытаний опытных свай, предварительно подвергавшихся динамическим испытаниям для оценки их несущей способности. 1 и 3 – свая № 30 соответственно нагрузка и разгрузка; 2 и 5 – № 41 то же; 4 и 6 – № 64 то же.

На рис.2 приведен также график зависимости осадки от нагрузки опытной буронабивной сваи, испытанной при повторных нагружениях.

Предлагаемая схема, естественно, предусматривает линеализацию зависимости сопротивления грунта от нагрузки под нижним концом сваи, что позволяет линейный график зависимости осадки принять в соответствии с

общеизвестной формулой теории линейно-деформируемых тел для круглого жесткого штампа

$$S_0 = \frac{\pi}{4} p_0 \frac{(1 - \mu^2)}{E} D$$

или

$$P_0 = D \frac{E}{1 - \mu^2} S,$$

$$P_0 = BS \tag{1}$$

где S – осадка штампа – (нижнего конца сваи); p₀ и P₀ – соответственно удельная и общая нагрузки на пяту сваи; μ – коэффициент относительной боковой деформации грунта основания сваи; E – модуль общей деформации грунта основания сваи; D – диаметр буронабивной сваи; B – размерный параметр пропорциональности.

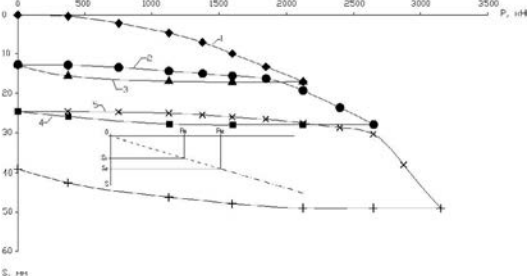


Рис. 2. Схема, моделирующая сопротивление грунта под пятой буронабивной сваи (пунктир) в сопоставлении с результатами статического испытания сваи, подвергавшейся многократному нагружению. 1 – первый этап нагружения; 2 – второй этап; 3 – разгрузка после первого этапа нагружения; 4 – разгрузка после второго этапа нагружения; 5 – нагрузка при третьем этапе нагружения.

Логично считать, что исходя из наличия у грунтов пластических свойств, разгрузка их происходит преимущественно с возникновением остаточных осадок, и последующее повторное нагружение происходит с выходом на линейный график. Эти соображения в пределах сделанных допущений подтверждаются известными опытными данными испытаний грунтов в компрессионных приборах, а также данными повторных испытаний буронабивной сваи (см. рис. 2).

Хотя линеализация при определенном диапазоне нагрузок является общепринятой, на первый взгляд может показаться, что использовать ее для оценки несущей способности нижнего конца буронабивной сваи не

логично. На самом деле, следует учитывать, что как в отечественной, так и в зарубежной практике понятие несущей способности свай при их испытаниях (в том числе статических) условно связывают с относительно небольшими перемещениями, равными 1...3 см (по СНиП 2.02.03-85 только 0,2 предельного значения осадки здания или сооружения). Принятие указанного диапазона предельных осадок свай при оценке их несущей способности объясняется тем, что в этом диапазоне происходят сдвиговые перемещения грунта на боковой поверхности свайных стволов и развитие на них предельного напряженного состояния. Поэтому в настоящей статье под несущей способностью свай понимается величина, устанавливаемая по существующим действующим нормам проектирования.

Учитывая, что свай при их динамических испытаниях погружаются с большой скоростью, возникновение вязкого сопротивления грунтов можно определять по методике [2], принимающей во внимание факт корреляционной зависимости вязкого сопротивления от скорости удара и статического сопротивления грунта

$$\begin{aligned} p_{\eta 0} &= p_0 + \eta_0 V; \eta_0 = n_0 p_0^2, \\ p_{\eta c} &= p_c + \eta_c V; \eta_c = n_c p_c^2 \end{aligned} \quad (2)$$

где: $p_{\eta 0}$ и $p_{\eta c}$ - удельное динамическое сопротивление грунта под пятой свай и по ее боковой поверхности); p_0 и p_c - удельное статическое сопротивление грунта под пятой свай и на ее боковой поверхности; η_0 и η_c - коэффициент вязкости грунта под пятой и на боковой поверхности свай; V - средняя скорость погружения свай; n_0 и n_c - параметр вязкого сопротивления грунта, принимаемый по СНиП 2.02.03-85 $n_0 = 0,0025$ м с/кН применительно к сопротивлению пяты свай и $n_c = 0,0025$ м с/кН к сопротивлению по боковой поверхности свай.

Для реальных грунтовых условиях в подавляющем большинстве случаев степенную функцию (2) возможно линеаризовать и, следовательно, приближенно принять

$$\begin{aligned} \eta_0 &= v_0 p_0 \text{ и } P_{v0} = P_0 (1 + v_0 V), \\ \eta_c &= v_c p_c \text{ и } P_{vc} = P_c (1 + v_c V) \end{aligned} \quad (3)$$

где v_0 и v_c - линеаризованный параметр вязкого сопротивления грунта, принимаемый $v_0 = 0,6$ с/м применительно к сопротивлению пяты свай и $v_c = 1,2$ с/м - к сопротивлению грунта на боковой поверхности свай; аналоги параметров n_0 и n_c в формуле (2).

P_0 и P_c - полные статические сопротивления пяты и боковой поверхности свай.

Указанные выше соображения позволяют разработать методику оценки несущей способности буронабивных свай по данным их динамических испытаний с использованием уравнений энергетического баланса. При этом приведенные уравнения должны предусматривать учет перемещений (отказов) испытываемых свай не менее чем от двух ударов молота. Эти уравнения для случая погружения свай с одинаковой энергией удара молота при каждом ударе в соответствии с рис. 2 и высказанными выше соображениями можно записать в следующем виде:

при первом ударе

$$\frac{M_0 V_0^2}{2} = (S_1 + S_{c1}) \cdot P_c \cdot (1 + v_c \cdot V) +$$

$$+ \frac{1}{2} (S_1 + S_{01}) \cdot P_{01} (1 + v_0 \cdot V) + G$$

при втором ударе (4)

$$\frac{M_0 V_0^2}{2} = (S_2 - S_1 + S_{c2}) \cdot P_c \cdot (1 + v_c \cdot V) +$$

$$+ \frac{1}{2} \left[(S_2 - S_1) \cdot (P_{01} + P_{02}) + S_{02} P_{02} \right] \cdot$$

$$\cdot (1 + v_0 \cdot V) + G,$$

где M_0 - масса ударной части молота; V_0 - скорость молота в момент его соударения со свайей; S_1 - погружение свай (остаточный отказ) в результате первого удара молота; S_2 - общее погружение (суммарный отказ) свай после повторного удара молота; S_{c1} и S_{c2} - полные упругие отказы свай соответственно при первом и втором ударах; P_{01} и P_{02} - сопротивление пяты свай соответственно при первом и втором ударах; S_{01} и S_{02} - упругие отказы, вызванные сопротивлением подошвы свай (за счет сжатия ствола свай); G - потери энергии при соударении молота и свай, не связанные с преодолением сопротивления грунтов.

Искомые, в уравнениях (4), являются значения P_c , P_{01} и P_{02} , а все остальные могут быть либо зарегистрированы при динамических испытаниях свай измерительными приборами, либо выражены через известные в теоретической механике соотношениями.

Значения S_1 и S_2 можно с высокой точностью зафиксировать нивелированием свай после их погружения от удара молота, а V и S_c определить по данным измерений, выпол-

ненных с помощью акселерометров или самопишущих отказомеров [3]. Что же касается G и V_0 , то оценку их значений можно выполнена по общеизвестным формулам, которые были использованы Н.М. Герсевановым [1] при разработке методики динамических испытаний забивных свай, т.е. формулы проверенной десятилетиями ее применения в практике свайного фундаментостроения

$$G = \frac{m_c}{M_0 + m} \cdot \frac{M_0 V_0^2}{2} (1 - \varepsilon^2);$$

$$V_0 = \sqrt{2gH}, \quad (5)$$

где ε – коэффициент восстановления удара; g – ускорение силы тяжести; H – высота подъема ударной части молота при динамических испытаниях.

По данным Н.М. Герсеванова [1], при соударении молота с железобетонной забивной свайей через деревянную прокладку, установленную в наголовнике молота, допустимо принимать $\varepsilon^2 = 0,2$. Деревянная прокладка в наголовнике при забивке готовых железобетонных свай заводского изготовления является обязательным элементом в сваебойном оборудовании, обеспечивающим снижение напряжений, возникающих в стволе забивной свай при ударе. При динамических испытаниях буронабивных свай наличие такой прокладки не обязательно, поскольку можно ограничиться двумя – тремя ударами молота, не создающими опасности разрушения свай. Однако в этом случае все-таки приходится предусматривать мероприятия по улучшению контакта молота со свайей, прибегая даже к обработке оголовков свай, и соединению опорной плиты молота со свайей с помощью анкеров. В этом случае при расчетах по формуле (5) значение ε^2 повышается до 0,6.

Значения S_{01} и S_{02} можно определить расчетом по измеренным в натуре при динамических испытаниях величинам, исходя из следующих соображений:

$$S_c + S_{01} = S_c + D_0 P_{01} = S_{c1};$$

$$S_c + S_{02} = S_c + D_0 P_{02} = S_{c2}, \quad (6)$$

где S_c – упругая осадка, не зависящая от сопротивления нижнего конца свай.

Из уравнений (6) и (1) имеем

$$S_{01} = D S_1; S_{02} = D S_2 \quad (7)$$

$$D = \frac{(S_{c2} - S_{c1})}{(S_2 - S_1)}.$$

где

С учетом сказанного, решая относительно P_c , P_{01} и P_{02} два уравнения (4) совместно с (1), получаем удобные для практического использования соотношения

$$P_{01} = BS_1; P_{02} = BS_2; \quad (8)$$

$$P_c = \frac{M_0 V_0^2 - 2G}{2(S_1 + S_{c1})(1 + \nu_c V) + A(1 + D)S_1^2(1 + \nu_0 V)}; \quad (9)$$

$$B = AP_c;$$

$$A = \frac{2(1 + \nu_c V)(2S_1 - S_2 - S_{c2} + S_{c1})}{[S_2^2 - 2S_1^2 + D(S_2^2 - S_1^2)] \cdot (1 + \nu_0 V)}. \quad (10)$$

Аппаратура для регистрации процесса погружения свай ударом известна и используется давно [3], однако она была малоприменяема для производственных условий строительных площадок. В настоящее время ряд фирм при динамических испытаниях свай применяют разработанные для этих целей измерительные приборы. Например Челябинским научно-производственным предприятием «Интерприбор» налажено массовое производство портативных строительных электронных приборов для регистрации амплитуд и скоростей перемещений с сохранением их значений в памяти прибора. Таким образом, технических трудностей использования предлагаемой методики динамических испытаний буронабивных свай в настоящее время не существует.

Динамические испытания буронабивных свай с использованием волновой теории удара проводит российско-израильская фирма ЭЛГАД в ряде случаев при участии НИИОСПа [4].

Применение волновой теории удара к решению задач сопротивления свай при их погружении впервые было предложено Н.М. Герсевановым [1]. Однако его работы первоначально были ориентированы на использование в расчетах только значений отказов, возникающих при забивке свай. Методика динамических испытаний с регистрацией усилий и перемещений в процессе удара и построение по полученным при этом данным графиков зависимости осадок от динамических нагрузок, аналогичных графикам при статических испытаниях свай, была разработана в НИИОСПе [5].

Несмотря на то, что вопросы волновой теории удара в последние годы получили серьезное развитие, выполненные Н.М. Герсевановым разработки [1] в рамках этой теории не потеряли своего значения, по-

сколько они дают наглядное представление о процессах, происходящих в сваях при ударе, и замкнутые решения для описания этих процессов, удобные для практики свайного фундаментостроения.

Согласно [1] дифференциальное уравнение распространения упругой волны в свае можно записать в следующем виде:

$$a^2 \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + ka^2 = \frac{\partial^2 U}{\partial t^2}; \quad k = \frac{rq}{AE}, \quad (11)$$

где a – скорость звука в материале сваи (для бетона в среднем 3500 м/с); U – перемещение сваи; t – время; r – периметр сваи; q – удельное сопротивление трения грунта на боковой поверхности сваи; A – площадь поперечного сечения сваи; E – модуль упругости материала сваи (для бетона в среднем $E = 30 \cdot 10^9$ Па).

В случае расположения начала оси x в нижнем конце сваи (рис. 16) общим интегралом уравнения (11) является условие

$$U = f(at - x) + \varphi(at + x) - \frac{kx^2}{2}, \quad (12)$$

где f и φ – некоторые произвольные функции.

Применительно к выражению деформаций сваи и их скоростей это условие принимает вид:

$$\frac{\partial U}{\partial x} = -f'(at - x) + f'(at + x) - kx; \quad (13)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} = af'(at - x) + af'(at + x). \quad (14)$$

При динамических испытаниях свай наибольший интерес представляют закономерности изменения деформаций в головной части сваи, поскольку их можно измерить.

Учитывая это, из (13) при $x = l$ имеем

$$\frac{\partial U}{\partial x_{x=l}} = -f'(at - l) + f'(at + l) - kl \quad (15)$$

Как показано в работе [1], в диапазоне $l < z < 3l$ форма функций $f'(z)$ будет иметь следующий вид:

$$f'(z) = kl - \left(\frac{V}{a} + kl \right) e^{\frac{l-z}{ml}}, \quad (16)$$

где $z = at + l$; $at - l = z - 2l$; V – скорость ударной части молота в момент удара; m – отношение массы молота к массе сваи.

На основе решений уравнения (11)...(16), после несложных преобразований получаем

формулу для определения суммарного предельного сопротивления грунтов на боковой поверхности свай $F_0 = rql$ в соответствии с регистрируемыми данными при динамических их испытаниях

$$F_0 = rql = AE \frac{\frac{\partial U}{\partial x} - \frac{V}{a} \left(e^{\frac{3l-z}{ml}} - e^{\frac{l-z}{ml}} \right)}{e^{\frac{3l-z}{ml}} - e^{\frac{l-z}{ml}} - 1}. \quad (17)$$

При $z = at + l$

$$F_0 = rql = AE \frac{\frac{\partial U}{\partial x} - \frac{V}{a} \left(e^{\frac{2l-at}{ml}} - e^{\frac{-at}{ml}} \right)}{e^{\frac{2l-at}{ml}} - e^{\frac{-at}{ml}} - 1}. \quad (18)$$

При расчете суммарного сопротивления грунта на боковой поверхности свай по формуле (18) наиболее логично принимать значение $at = l$, т.е. соответствующим моменту достижения волной нижнего конца свай, а $\partial U / \partial x$ – по графику зависимости от времени t регистрируемого при испытаниях напряжения в голове свай также в указанный момент времени

$$t = l/a.$$

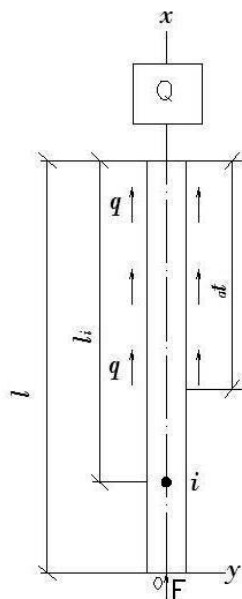


Рис. 3. Расчетная схема распространения волн в свае при ударе молота Q

Формулы (17) и (18) справедливы применительно к испытаниям свай из идеально

упругих материалов, например, стальных. При испытаниях железобетонных буронабивных свай следует учитывать возможность возникновения упругого гистерезиса, т.е. запаздывания возникновения во времени развития напряженного состояния в материале сваи по отношению к начальному моменту соударения ее с ударной частью молота. Практически это обычно учитывается временем гистерезисного запаздывания - временем релаксации τ . Поэтому уравнение (1) продольного удара по буронабивной свае при наличии сопротивления на ее боковой поверхности будет соответствовать условию

$$U = f[a(t-\tau)-x] + \varphi[a(t-\tau)+x] - \frac{kx^2}{2} \quad (19)$$

Выражение (9), как легко можно убедиться, путем соответствующего дифференцирования и подстановки в уравнение (11) полностью удовлетворяет последнему. Поэтому при определении по (18) несущей способности грунта на боковой поверхности буронабивных свай возникновение гистерезиса можно учитывать путем замены at на $a(t-\tau)$.

Согласно формуле (18) возможно оценить не только общее сопротивление боковой поверхности свай, но при некоторой ее модернизации также удельное сопротивление залегающих вокруг свай грунтов на различных глубинах. Действительно, как отмечено выше, волна напряжений в свае и, следовательно, волна смещений по отношению к грунту проходит от поверхности головы сваи до ее нижнего конца. Поэтому в каждый момент времени t_i сваю можно считать элементом с переменной длиной $l_i = at_i$. С учетом этого, заменяя в формуле (18) l на l_i , в

том числе в отношении $m = Q/\gamma A l_i$, где Q – масса ударной части молота; γ – плотность бетона сваи, получаем

$$F_i = r q_i l_i = AE \frac{\frac{\partial U}{\partial x} - \frac{V}{a} (e^{\frac{\gamma A l_i}{Q}} - e^{-\frac{\gamma A l_i}{Q}})}{e^{\frac{\gamma A l_i}{Q}} - e^{-\frac{\gamma A l_i}{Q}} - 1} \quad (20)$$

Измеряя при динамических испытаниях усилие в голове сваи $AE \times \partial U / \partial x$ при $at_i = l_i$ и определяя по формуле (20) несущую способность боковой поверхности набора свайных участков применительно к различным глубинам прохождения ударной волны, можно оценить и возрастание их сопротивления в пределах изменения глубин от $l_{i1} = at_{i1}$

до $l_{i2} = at_{i2}$, и, следовательно, удельное сопротивление слоев грунта также в пределах изменения этих глубин. Иначе говоря, можно оценить сопротивление боковой поверхности сваи на длине l нарастающим итогом, если l_i рассматривать как глубины расположения слоев грунта.

Сопротивление грунта под нижним концом свай целесообразно определять непосредственно по данным установленного в нижнем конце сваи тензометрического датчика [5].

При расчетах, выполняемых в соответствии с изложенным, следует иметь в виду, что речь шла лишь о динамическом сопротивлении грунтов q . Статическое сопротивление грунтов q_0 всегда меньше динамического в связи с вязкостью грунтов. Поэтому значение q_0 , как установлено в [4], следует определять из выражения

$$q = q_0 + \eta V_i q_0^2, \quad (21)$$

где η – размерный коэффициент перехода от статического сопротивления грунтов к динамическому, принимаемый по опытным данным; V_i – скорость смещения сваи по отношению к грунту.

В районе ул. Минская в Москве были проведены испытания трех железобетонных свай диаметром 100 см и длиной 30 м. Сваи № 30, 41 и 64 были испытаны статической вдавливающей нагрузкой, а также ударным нагружением.

Статические испытания свай выполнялись традиционным способом в соответствии с методикой ГОСТ 5686-94. Динамические испытания велись со сваями, оснащенными тензометрическими и акселерометрическими датчиками для измерения усилий и перемещений, возникающих в головной части свай. Удар по сваям осуществлялся подвесным молотом, установленным в направляющей трубе. В процессе удара электронная измерительная система с датчиками подключалась к аналого-цифровому компьютерному устройству для регистрации сигналов датчиков с заданной частотой в течение испытаний в реальном времени t .

Изображения полученных с датчиков сигналов при динамических испытаниях указанных свай приведены на рис. 4 в виде графиков зависимости от времени t усилий и скоростей перемещения, возникающих в свае в процессе удара.

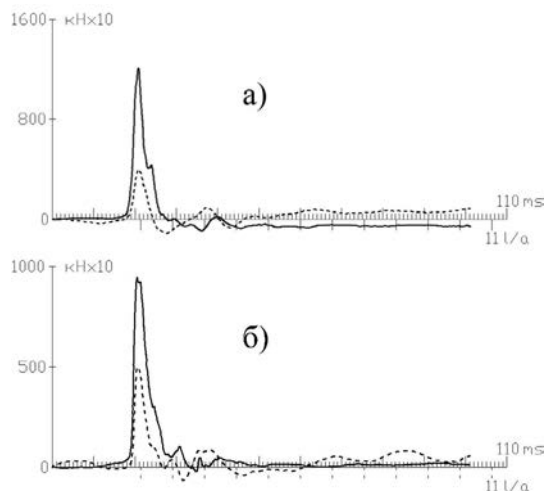


Рис. 4. Сигналы, полученные при динамических испытаниях свай с установленных на них тензометрических и акселерометрических датчиков.

В таблице 2 приведены определенные по указанным усилиям значения динамического сопротивления грунтов применительно к различным глубинам прохождения упругой ударной волны в стволе сваи нарастающим итогом в соответствии с аналогичной закономерностью, устанавливаемой формулой (20). На рис. 5 данные таблицы представлены в виде соответствующих графиков. На рис. 6 с их учетом приведены кривые 1 зависимости перемещений свай от суммарного динамического сопротивления грунтов, (т.е. графики, являющиеся аналогом зависимостей осадок от нагрузки, получаемых при обычных статических испытаниях свай), и кривые 2 статических испытаний рассматриваемых свай. Сопоставление приведенных данных свидетельствует о возможности использования результатов динамических испытаний свай для оценки реального сопротивления грунтов, а также подтверждает высказанное выше соображение о необходимости учета вязкой составляющей сопротивления грунтов.

Таким образом, все изложенное свидетельствует о возможности применения в практике свайного фундаментостроения динамических испытаний свай как по данным перемещения сваи при ударе, так и по методике, основанной на волновой теории удара. При этом методика оценки сопротивления буронабивных свай при динамических испытаниях должна предусматривать с помощью тензометров регистрацию (в процессе удара

молота по свае) усилий, возникающих в голове сваи, и с помощью акселерометров – скоростей ее перемещения, а также сопротивления грунта под нижним концом сваи дополнительными тензометрами, установленными вблизи пяты сваи. Определение в процессе протекания удара указанных величин позволяет построить графики зависимости осадки сваи от действующих динамических в ней усилий, которые могут быть пересчитаны на соответствующие им статические нагрузки.

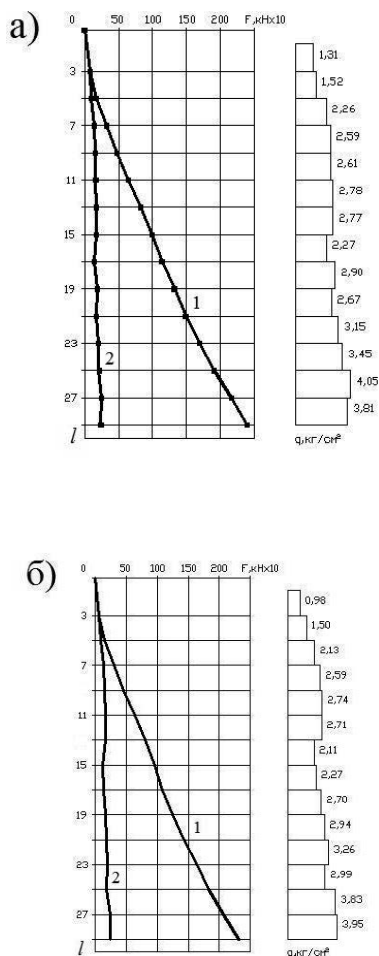


Рис. 5. Графики удельного суммарного 1 и 2 сопротивления грунтов q на боковой поверхности свай, рассчитанного нарастающим итогом по данным сигналов, зарегистрированных тензометрическими датчиками при ударе молота: а, б – соответственно сваи №30, 41.

Таблица 2.

Подопшва слоя грунта, м	Усилие, воспри- нимаемое слоем грунта за счет трения F_i / нарас- тающим итоном $\sum F_i$, кН×10	Средняя характе- ристика трения боковой поверх- ности свай в слое грунта q_i , кН×10/м ²	Несущая способ- ность свай по глубине, кН×10
Свая №30			
0,0	—	—	—
3,0	8,2/8,2	1,31	448,8
5,0	9,5/17,8	1,52	440,6
7,0	14,2/32,0	2,26	431,0
9,0	16,3/48,2	2,59	416,8
11,0	16,4/64,6	2,61	400,5
13,0	17,5/82,1	2,78	384,1
15,0	17,4/99,5	2,77	366,7
17,0	14,3/113,8	2,27	349,3
19,0	18,3/132,1	2,90	335,0
21,0	16,8/148,8	2,67	316,7
23,0	19,8/168,7	3,16	300,0
25,0	21,7/190,3	3,45	280,1
27,0	25,5/215,8	4,05	258,5
29,0	24,0/239,7	3,81	233,0
По пяте	209,0		209,0
Всего	448,8		
Свая №41			
0,0	—	—	—
3,0	6,1/6,1	0,98	429,5
5,0	9,4/15,6	1,50	423,3
7,0	14,5/30,1	2,31	413,9
9,0	16,3/46,4	2,59	399,3
11,0	17,2/63,6	2,74	383,0
13,0	17,0/80,6	2,71	365,9
15,0	13,2/93,9	2,11	348,8
19,0	16,9/125,1	2,70	321,3
21,0	18,5/143,5	2,94	304,4
25,0	18,8/182,8	2,99	265,4
27,0	24,1/206,9	3,83	246,7
29,0	24,8/231,7	3,95	222,6
По пяте	197,8		197,8
Всего	429,5		

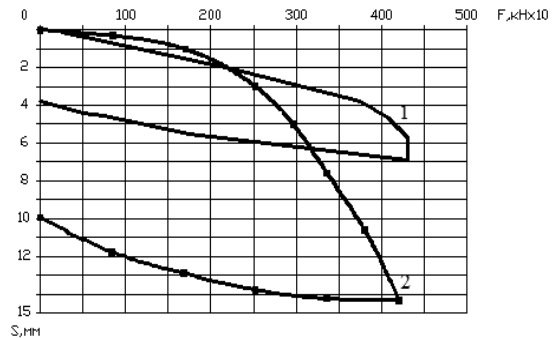
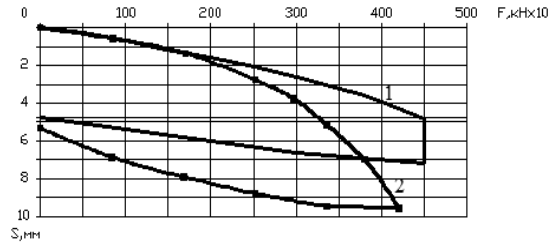


Рис. 6. Графики зависимости осадок S свай от приложенных к ним динамических 1 и статических 2 нагрузок F .

ЛИТЕРАТУРА

1. Герсегонов Н.М. Собрание сочинений. Т. 1.- М., Стройиздат, - 269 с.
2. Бахолдин Б.В., Гинзбург Л.Я. Исследование сопротивления грунтов при динамических испытаниях свай// Тр. НИИОСПа.-1975, вып.65.- с.97-115.
3. Bacholdin B.V. The new method of dynamic test of piles// Proceedings of the seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.-V3.-1969.
4. Бахолдин Б.В., Ястребов П.И., Драницын А.В. Методические рекомендации по проведению полевых испытаний свай в сооружениях ПГС методом ЭЛДИ с применением ударной нагрузки. Госстрой России/ГУП НИИОСП им. Н.М. Герсегонова, 2002. -44 с.
5. Бахолдин Б.В. Методика расчета несущей способности свай по результатам динамических испытаний// Тр. НИИОСПа. -1970. Вып. 60. -с. 113-118.

Об увеличении несущей способности набивных свай во времени

В.Я. Еремин, А.В. Еремин
Фирма "РИТА", Москва, Россия

Б.В. Бахолдин, А.М. Дзагов, Е.А. Парфенов
НИИОСП им.Н.М. Герсеева, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Описан обнаруженный у набивных свай, выполненных по разрядно-импульсной технологии (сваи РИТ), эффект увеличения их несущей способности во времени. Дано объяснение причин, вызывающих возникновение этого эффекта.

Известно [1], что после "отдыха" несущая способность забивных свай существенно возрастает. В [1] повторным испытаниям подвергали сваи, которые уже испытывались статической вдавливающей нагрузкой. Грунт в основании этих свай был обжат при предыдущем испытании и неизвестно суммировались ли остаточные деформации свай при первом испытании с осадками свай при повторном испытании. Например, при статических испытаниях свай-РИТ длиной 13 м диаметром бурения 305 мм на полигоне фирмы Stump GmbH вблизи города Колбитц (Германия) остаточные осадки свай при повторных нагружениях суммировались (см. график на рис. 1) [2].

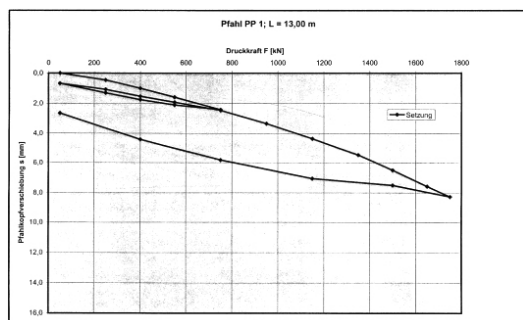


Рис.1. График зависимости нагрузка-осадка по результатам испытания свай-РИТ в г. Колбитц

В [3] приведен пример двухкратного увеличения несущей способности забивных

свай в течении года после их погружения на строительной площадке в Купчине. Явление увеличения несущей способности забивных свай во времени часто называют "засасыванием" свай.

Для эффективного использования обнаруженного явления необходимо знать причину и процесс развития явления "засасывания" свай. Объясняют это явление изменением физико-механических характеристик грунта в пространстве между сваями.

При исследовании контакта боковой поверхности забивных свай с грунтом [4] было установлено его отсутствие. При откопке свай обнаружили по периметру их боковой поверхности зазор с грунтом, составляющий 3...5 мм. На другой площадке были откопаны сваи на глубину 2м и 3м, контакт боковой поверхности свай с грунтом также отсутствовал. Возможно, пространство между боковой поверхностью сваи и грунтом создаётся, когда машинист копра, выправляет отклоняющуюся от вертикали сваю. Возможно, что при ударе молота по свае в ней возникают поперечные колебания, с одной стороны облегчающие погружение свай, с другой – создающие зазор между боковой поверхностью свай и грунтом. При забивке свай в связные грунты объём пор в прилегающем слое грунта уменьшается, вода из пор вытесняется, создавая смазку между поверхностью сваи и грунтом. Однако, через некоторое время, характерное для каждого вида

грунта, происходит его релаксация и зазор между свайей и грунтом исчезает.

К сожалению, в [4] не указан ряд параметров важных для понимания явления: нет описания физико-механических характеристик грунтов, продолжительность перерыва между забивкой свай и их откопкой и т.п. Недостаток информации не позволяет однозначно объяснить образование и заполнение зазора. Явление “засасывания” сваи может свидетельствовать в рассматриваемом случае о самоликвидации зазора между свайей и окружающим её грунтом. В водонасыщенных грунтах имеют место совершенно другие причины увеличения несущей способности свай во времени [5].

Явление увеличения несущей способности свай во времени было обнаружено и у буровых свай-РИТ, у которых в принципе не может быть зазора между боковой поверхностью сваи и грунтом. При осуществлении электрических разрядов импульсов тока (РИТ) высокого напряжения в скважине, заполненной бетонной смесью, в процессе изготовления сваи обеспечивается плотный контакт ствола сваи с грунтом.

На объекте строительства 42 этажного дома по адресу: Москва, ул. Профсоюзная, вл. 64 было изготовлено в январе-феврале 2005г. 147 свай-РИТ диаметром 320мм длиной 21...22,5м под нагрузку 155 т/сваю. Согласно проекту, сваи-РИТ прорезали суглинки от мягкопластичной до полутвердой консистенции, мощностью 13...14 м с прослоями пластичных супесей. Ниже залегали верхнемеловые влажные, плотные пески от пылеватых, мощностью 3м, до средней крупности, мощностью 1,5...2,5 м, включающие прослои глин разной консистенции. На 1...2 м сваи заходили в водонасыщенные плотные пески.

В феврале 2005г. сваи-РИТ №701 и №699 через месяц после их изготовления испытывали по ГОСТ 5686-94 статической вертикальной вдавливающей нагрузкой, соответственно 195тс и 210тс. За три месяца после испытания этих свай должны были изготовить свайное основание из 1486 свай-РИТ.

В процессе испытаний сваи № 701 осадка стабилизировалась при нагрузке 195 тс, составив 7,71 мм, а сваи № 699 при нагрузке 210 тс – 9,65 мм. После снятия нагрузки остаточные деформации составили, соответственно, 2,34 и 2,72 мм (Рис.2). Испытания

проводили научные сотрудники лаборатории свайных фундаментов НИИОСП им. Н.М. Герсегонова.

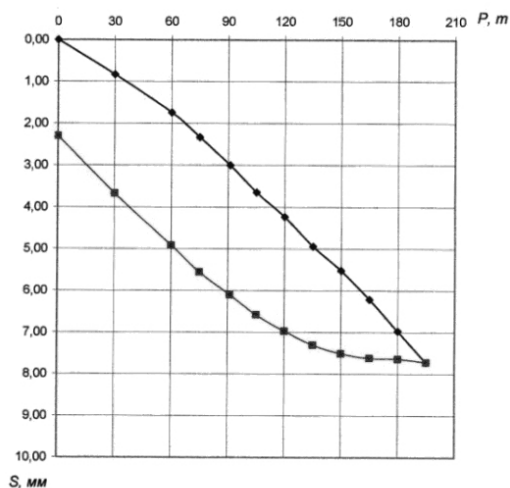


График зависимости осадки S от нагрузки P для сваи №701И

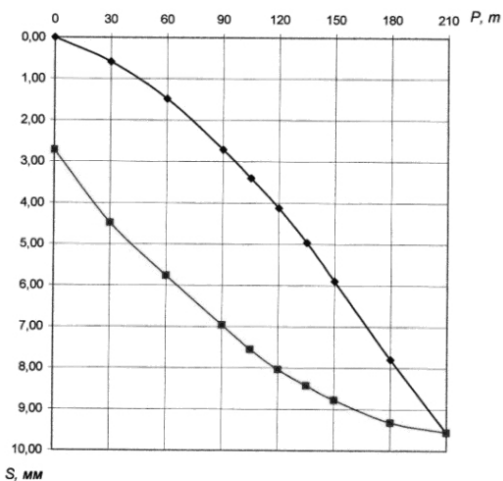


График зависимости осадки S от нагрузки P для сваи №699И

Рис.2. Графики зависимости нагрузка-осадка по результатам испытания свай-РИТ на ул.Профсоюзная через 30 дней после их изготовления

26 февраля 2005 года работы по устройству свай остановили. Зарубежный “эксперт” убедил инвестора строить дом на плите без свай. Следует обратить внимание, что на этом месте был кирпичный завод, корпуса которого стояли на сваях. Когда разрабатывали грунт для строительства, экскаваторы в уровне дна котлована ломали старые забивные сваи, а при бурении скважин для свай-

РИТ вынуждены были смещать их, чтобы не бурить по забивным сваям, оставшимся в грунте.

По истечении 8 месяцев после остановки работ инвестор поручил ООО "ФКС-Л" выполнить испытания двух свай-РИТ вдавливающей нагрузкой. Случайным образом выбрали сваи № 105, изготовленную 10.02.05 г. (испытали 10.10.05 г.), и сваю № 701 (испытали 11.10.05 г.). Случайно совпало, что свая № 701, изготовленная 11.01.05г., была испытана в феврале (Рис.3).

Под нагрузкой 240 тс стабилизация осадки сваи № 105 наступила, не превысив 6,1 мм, и у сваи № 701 – при нагрузке 260 тс, не превысив 5,3 мм. Остаточные деформации обеих свай составили по 2,0 мм, что свидетельствует о работе грунта в упругой стадии.

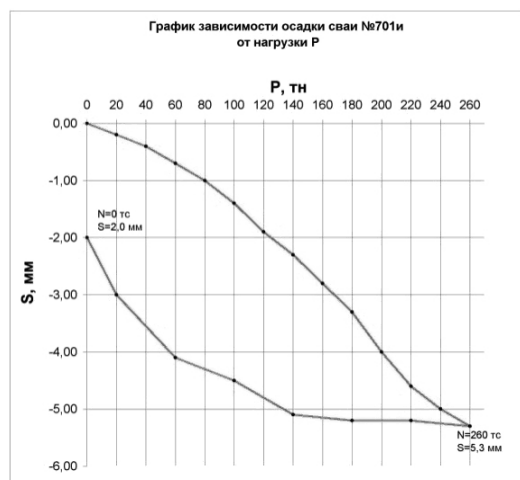


Рис.3. График зависимости нагрузка-осадка свай-РИТ, испытанной через 8...9 месяцев после изготовления: ул. Профсоюзная, вл. 64

Сопоставляя результаты испытаний, проведенных через месяц после устройства свай-РИТ и через 8...9 месяцев, увидим значительное снижение осадок свай при больших нагрузках. Если к осадке сваи № 701, составившей 5,3 мм при повторных испытаниях нагрузкой 260 тс, на 33% большей, чем при первых испытаниях, добавить 2,34 мм остаточной деформации зафиксированной при испытаниях нагрузкой 195 тс в феврале, то общая осадка составит 7,64 мм. Другими словами, общая осадка сваи при испытаниях нагрузкой 260 тс через 9 месяцев после изготовления, с учётом остаточной

деформации при первых испытаниях, не достигла осадки 7,71 мм, зафиксированной при нагрузке 195 тс при испытаниях через 1 месяц после изготовления свай-РИТ.

Данный факт свидетельствует, что со временем несущая способность свай-РИТ не уменьшается, как утверждали недоброжелатели, а возрастает. Таким образом, называемое в геотехнике “засасыванием” свай, безусловно присуще и сваям-РИТ. Релаксация грунта вокруг свай-РИТ увеличивает ее несущую способность.

При изготовлении свай-РИТ обязательным условием является разрядно-импульсная обработка (РИО) нижнего конца сваи до создания в ее основании напряженно-деформированного состояния грунта как в основании забивной сваи, что весьма жестко контролируется. РИО ствола свай-РИТ в полутвердых связных грунтах, где возможное увеличение диаметра скважины согласно [6] не превышает 5%, осуществляется не со столь жестким контролем. При РИО каждого уровня смещение грунта относительно центра источника возмущения (разрядного промежутка между электродами) происходит преимущественно в радиальных направлениях. При изучении образцов полутвёрдых суглинков в естественном состоянии и подвергнутых воздействию электровзрывов было установлено снижение пористости и влажности грунта в пробах, взятых на расстоянии 1,0 и 2,0 диаметров от оси сваи. На фрагментах грунта, увеличенных в 16000 раз, хорошо видно возрастание плотности за счёт снижения пористости. Точный подсчёт площади пор подтверждает их снижение на 14,5%.

Общая площадь пор в образцах естественного сложения составляла 281160 мкм², т.е. средняя пористость = 23,22%. В образцах грунта взятых на расстоянии одного диаметра от боковой поверхности сваи общая площадь пор составила 244327 мкм², т.е., средняя пористость = 19,85 %, а форма пор стала более асимметричной (Рис.4, 5).

Свай-РИТ изготавливались в котловане глубиной 12...14 м после разработки грунта, т.е. снятия вертикального давления со дна котлована около 25 т/м². Если воспользоваться формулой, предложенной в [7]

$$h_a = \frac{(\xi - \xi_1) p}{(1 - \xi) \gamma}, \quad (1)$$

принимая $\xi = 0,48$; $\xi_1 = 0,16$; p – снятое давление, $p = 25 \text{ т/м}^2 = 0,25 \text{ МПа}$; γ – объемная масса грунта, $\gamma = 19 \text{ Н/м}^3$, после подстановки получим с точностью $\pm 15\%$ активную мощность разуплотняемого слоя $h_a = 8,1 \text{ м}$.

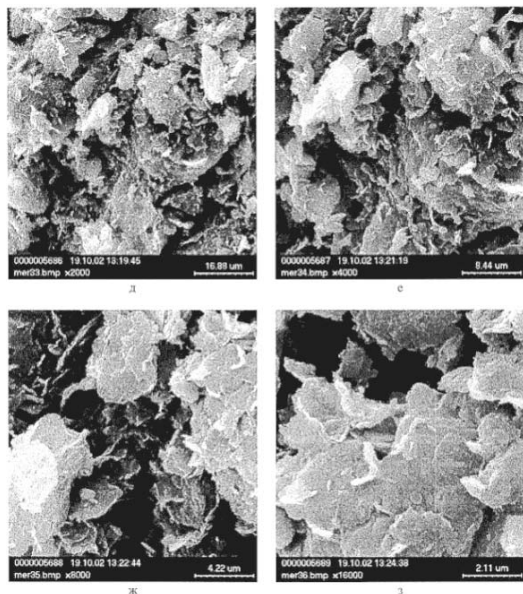


Рис. 4. Микроструктура моренного суглинка естественного сложения, образец ориентирован по вертикальной оси, увеличение указано на снимках (3 – увеличение в 16 000 раз).

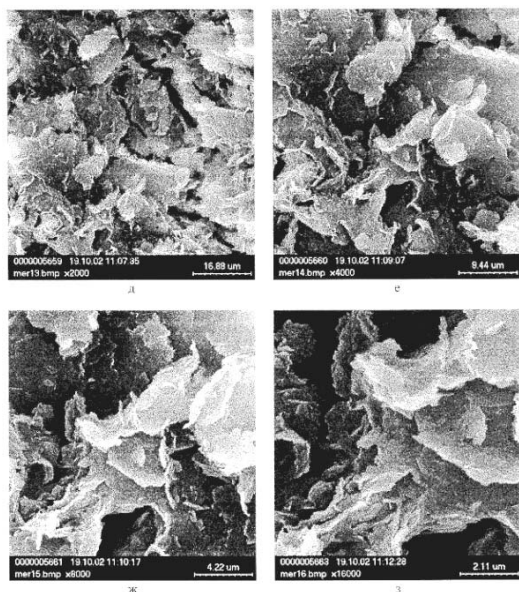


Рис. 5. Микроструктура образца моренного суглинка, взятого на расстоянии 1 диаметра от сваи в зоне разрядно-импульсной обработки,

ориентирование образца вдоль оси сваи, увеличение указано на снимках (3 – увеличение в 16 000 раз).

На участке свайного основания, где в феврале 2005 г. было изготовлено 147 свай-РИТ длиной более 21 м, выполняющих в данном случае роль анкерных. В этих сваях благодаря их сопротивлению разуплотнению грунта и подъёму дна котлована возникают растягивающие усилия. Например, при разработке в г. Вена (Австрия) котлована глубиной 15 м [8] его дно приподнялось на 4 см. За время приостановки работ в котловане на ул. Профсоюзная, 64 на участке, где не было выполнено свайное основание и разуплотнение проявилось в полной мере, подъём дна котлована мог превысить 4 см. В сваях за счёт сопротивления разуплотнению грунта и подъёму дна котлована возникает растяжение. Максимальное растягивающее усилие в анкерной свае теоретически могло приблизиться к величине соответствующей весу вывезенного грунта, что при шаге свай 1,4 x 1,4 м могло достигать 45...50 т/сваю, что должно негативно отразиться на несущей способности свай во времени. Несмотря на растягивающие напряжения в сваях-РИТ, при испытаниях грунтов сваями через 8...9 месяцев после «отдыха» был установлен прирост несущей способности.

Необходимо дать объяснения проявляющегося эффекта и предложить методику оценки прироста несущей способности за счёт «засасывания» свай.

По мнению авторов [3], определяющим является развитие тиксотропного упрочнения за счет переориентации частиц (поворота одной относительно другой) и постепенного усиления ранее возникших водно-коллоидных связей в результате медленного уменьшения толщины диффузионных оболочек под действием сил молекулярного притяжения частиц, а также образования конденсационно-кристаллизационных связей. Образование новых по виду связей происходит аналогично развитию литологических процессов.

Действительно, при забивке сваи в грунт возможна переориентация частиц, т.к. под её нижним концом в зоне диаметром 2,0...2,5 поперечного сечения сваи происходит интенсивное уплотнение и вытеснение грунта в стороны телом погружаемой сваи.

Свая формирует для себя полость, равную объёму занимаемому телом сваи. При этом в околосвайной зоне нарушаются естественные структурные связи между твёрдыми частицами грунта, происходит перекомпоновка твёрдых частиц. Разрушение структурных связей грунта может приводить к потере его прочности. Разновидностей структурных связей достаточно много. Для практических целей по уплотнению грунтов в [9] выделено две категории структурных связей: восстанавливающиеся после разрушения и невосстанавливающиеся. Если структурные связи способны восстанавливаться после их разрушения, то несущая способность сваи по истечении времени после её забивки может возрастать, проявляется эффект “засасывания” сваи. Иногда восстановленные структурные связи могут стать прочнее разрушенных. Однако есть грунты, у которых для восстановления или создания новых структурных связей нужны многие годы, а для восстановления некоторых структурных связей нужны особые условия. При забивке сваи в такие грунты явления “засасывания” сваи не происходит даже по истечении продолжительного времени. При устройстве сваи-РИТ не может происходить переориентации частиц, т.к. динамические воздействия имеют более щадящий характер по сравнению с воздействиями при забивке сваи.

Может ли переориентация частиц (поворот одной относительно другой) приводить к развитию тиксотропного упрочнения, требует проведения специальных исследований.

Для восстановления или образования новых конденсационно-кристаллизационных связей в грунте после забивки сваи без введения в грунт специальных реагентов или воздействия полями, например, физическими, требуется значительное время, превышающее время, в которое реально следовало бы учитывать “засасывание” в несущей способности сваи.

Образованием в грунте новых по виду связей, аналогичных связям, возникающим в периоды развития литологических процессов, занимает время, несоизмеримо превышающее срок службы сваи. Влиянием таких связей для учёта возможного увеличения несущей способности сваи можно пренебречь.

Утверждение в [3], что усиление ранее возникших водно-коллоидных связей в

результате медленного уменьшения толщины диффузионных оболочек под действием сил молекулярного притяжения частиц, не объясняет причину “засасывания” сваи и не позволяет методически оценить прирост несущей способности за счёт этого.

Компрессионные испытания покровных и озерно-болотных мягко- и текучепластичных суглинков показали снижение их сжимаемости с возрастанием плотности [9]. При уплотнении же моренного тугопластичного суглинка обнаружено повышение сжимаемости. Авторы [9] объясняют полученные результаты высокой исходной влажностью покровных и озерно-болотных суглинков перед уплотнением и недостатком влаги у моренных суглинков, находящихся в состоянии, при котором подвижность и, следовательно, способность к восстановлению коллоидных образований резко ограничена в результате недостатка влаги. Это утверждение противоречит законам адгезионных взаимодействий.

Из теории адгезии и аутогезии известно [10, 11, 12], что структурные связи между твёрдыми частицами в среде, в том числе и в грунте, обусловлены системой составляющих сил, в основном силами химического, молекулярного, водородного, электрического, капиллярного, гравитационного и механического взаимодействий. С.А. Гончаров в [13] доказал, что в образующихся между поверхностями минеральных частиц, жидкостных манжетах, с менисками в виде части дуги окружности, капиллярная составляющая адгезионного взаимодействия превышает в 16 раз электростатическую составляющую, которой можно пренебречь.

В грунте, подвергнутом сильному механическому воздействию, например в околосвайной зоне после забивки сваи, силы химического и механического взаимодействий оказываются разрушенными полностью или частично. Для восстановления этих сил требуется время, а для восстановления сил химического взаимодействия нужны ещё особые условия (температура, давление, воздействие полей), поэтому этими силами в околосвайной зоне после забивки сваи можно пренебречь.

Весьма быстро восстанавливаются капиллярные силы. Известно [10], что при влажности воздуха более 70% капиллярные силы определяют величину сил сцепления - адгезии. Капиллярная составляющая сил

аутогезии между твёрдыми частицами в расструктурированном грунте может превышать сумму всех остальных сил (электростатических, водородных, молекулярных, химических, механических и других взаимодействий) в $10 \dots 10^3$ раз. Известно, что величина сил аутогезии (в том числе капиллярной составляющей) зависит от трёх основных факторов: гранулометрического состава твёрдых частиц в среде, числа и размеров жидкостных манжет между частицами, усилий поджима частиц, т.е. напряжённо деформированного состояния в массиве. Например, для частицы диаметром 10 мкм сила адгезии в 7700 раз превышает собственный вес этой частицы, а для частицы диаметром 120 мкм её вес $\sim 2,2 \cdot 10^{-8}$ Н уже превышает силу адгезии $\sim 8,8 \cdot 10^{-9}$ Н [14]. Можно допустить, что гранулометрический состав грунта в зоне уплотнения в процессе динамического воздействия практически не изменяется. Капиллярные составляющие сил сцепления зависят от объёма жидкостных манжет (объёма капиллярно-стыковой влаги) [15]. При увеличении размеров жидкостных манжет, а это неизбежно происходит за счёт сближения твёрдых частиц при переуплотнении грунта вокруг забиваемой сваи, следовательно, увеличиваются радиусы кривизны жидкостных манжет и уменьшается суммарная составляющая сил поверхностного натяжения воды в каждой жидкостной манжете [15], это наглядно поясняется известной формулой Лапласа

$$\Delta P = P_1 - P_2 = \sigma_n \left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} \right), \quad (2)$$

где P_1 – давление с вогнутой стороны поверхности манжеты; P_2 – давление с выпуклой стороны; σ_n – межфазное поверхностное натяжение воды; R_1 и R_2 – радиусы кривизны двух взаимно перпендикулярных нормальных сечений поверхности.

С уменьшением пор и возрастанием размеров жидкостных манжет уменьшается их количество, что обеспечивает ещё большее снижение сил сцепления между твёрдыми частицами.

На участках, где жидкостные манжеты соединяются между собой, может образоваться слой сплошного смачивания, капиллярные силы в зоне сплошного смачивания уменьшаются до нуля. За счёт сил уплотнения (по принятой в теории адгезии термино-

логии: поджима частиц) расстояние между частицами уменьшается, сжимая поровое пространство заполненное газом и водяным паром. При сближении твердых частиц возрастает поровое давление. Повышенное поровое давление в околосвайной зоне, несмотря на низкие фильтрационные свойства связных грунтов, обеспечивает миграцию избыточной влаги в зоны с пониженным поровым давлением. Через некоторое время, характерное для каждого вида грунта, за счёт миграции влаги поровое давление уменьшается, соответственно уменьшается содержание воды в переуплотнённой около свайной зоне. При этом объём жидкостных манжет уменьшается, а силы сцепления между твёрдыми частицами возрастают, что повышает несущую способность сваи. Так как процесс миграции воды происходит медленно, от нескольких недель до нескольких месяцев, всё это время будет увеличиваться несущая способность сваи по грунту, т.е. сказываться эффект “засасывания” сваи.

Предложенное объяснение явления засасывания сваи объясняет явления, установленные Ю.К. Зарецким, когда моренные тугопластичные суглинки при уплотнении повышали сжимаемость, а покровные и озерно-болотные мягко- и текучепластичные суглинки показали снижение их сжимаемости с возрастанием плотности [9]. У моренных тугопластичных суглинков видимо была оптимальная природная влажность для той плотности, которую они имели, размер жидкостных манжет был минимальным, их количество максимально возможным. С увеличением плотности грунта минеральные частицы сближаются, объём пор уменьшается. Если вода не успела отфильтровать, и количество воды осталось то же, при более плотной упаковке твёрдых частиц размеры жидкостных манжет увеличиваются, а их число уменьшается. Чем больше размер жидкостной манжеты, тем меньше величина капиллярной составляющей сил аутогезии, удерживающей твёрдые частицы, а другие составляющие сил сцепления были частично разрушены при уплотнении. Поэтому суглинки тугопластичной консистенции в зоне динамического воздействия могли перейти в состояние более пластичное, причем не везде равномерно. На приведенных Ю.К. Зарецким [9] графиках это наглядно подтверждается, особенно снижением прочности моренного суглинка в

результате его уплотнения. Аналогичное явление происходит при забивке свай в суглинки. В зоне диаметром 2,0...2,5 диаметра свай твёрдые частицы сближаются, при этом существовавшие структурные связи частично разрушаются, размер жидкостных манжет увеличивается одновременно с ростом порового давления. Силы сцепления уменьшаются, на какое-то время мягкопластичные суглинки могут перейти в текучепластичные суглинки с одновременным снижением их прочности. Возросшее поровое давление способствует вытеснению избыточной воды, частично вода попадает в зону контакта свая-грунт, облегчая погружение свай. Частично вода медленно отфильтровывается в более удалённые от свай зоны грунта. Учитывая низкий коэффициент фильтрации суглинков, процесс миграции влаги в около свайной и более удалённых зонах происходит весьма медленно. Поэтому несущая способность забивной сваи возрастает так же медленно со времени её погружения [16].

При устройстве свай-РИТ электрические разряды импульсов тока, происходящие в бетонной смеси создают динамические воздействия во много раз менее разрушительные, чем при забивке свай. Однако, несмотря на меньшие динамические воздействия от одного импульса, в результате серии электровзрывов происходит уплотнение грунта. При уплотнении грунта происходит сближение твёрдых частиц, уменьшение порового пространства, возрастание порового давления и увеличение размеров жидкостных манжет, снижающих капиллярные силы сцепления. Со временем поровое давление снижается, влажность выравнивается, размер жидкостных манжет уменьшается и, следовательно, капиллярные силы сцепления возрастают, что соответствует проявлению эффекта “засасывания”. Пробы грунта, взятые через 1...2 месяца после изготовления свай-РИТ, показали, что в зоне 1 и 2 диаметров от оси свай увеличилась плотность, т.е. снизилась пористость, и уменьшилась влажность грунта.

От степени разрушения существовавших структурных связей между твёрдыми частицами грунта зависит скорость восстановления и величина восстановленных сил сцепления.

Свайное основание для двух отдельно стоящих корпусов 17-этажного жилого дома

в г. Химки (ул. Родионова) было предусмотрено из свай-РИТ длиной 15 м.

В основании ниже ростверков залегали насыпные грунты слоем до 3 м, ниже текущие супеси мощностью от 0 до 2 м, подстилаемые мягкопластичными суглинками, переходящими с глубины 10...12 м в моренные полутвёрдые и твердые суглинки с включениями до 20% щебня.

СНиП 2.02.03-85 (2.4.а) допускает рассчитывать сваи, полученные методом вытеснения грунта как забивные сваи. Подрядчик, уверенный в том что, сваи, изготовленные методом вытеснения грунта, обеспечат требуемую несущую способность по грунту, решил под одним корпусом выполнить сваи по технологии «фундекс», под другой свай-РИТ. По технологии «фундекс» скважину получают путём раскатывания грунта теряемым наконечником и последующим бетонированием свай, тем более что диаметр коннектора, формирующего ствол сваи при извлечении инструмента, и теряемого наконечника были 360 мм, а лопастей винтовой части наконечника 460 мм, превышали диаметр долота 320 мм, используемого при бурении скважин для свай-РИТ. Часть свай изготавливалась с использованием разрядно-импульсной технологии (РИТ) в скважинах диаметром 320 мм. Свай-РИТ рассчитывают как забивные, поэтому предположение подрядчика ожидающего получить одинаковую несущую способность у двух видов свай было вполне обоснованным.

При устройстве свай методом вытеснения инструмент быстро погружался до глубины 7...10 м, далее скорость погружения снижалась, а на глубине 12...13 м погружение практически прекращалось. Винтовой наконечник начинал перемалывать окружающий грунт, практически не погружаясь.

При статических испытаниях свай было установлено:

1. Все испытанные сваи, изготовленные с использованием РИТ, успешно выдержали испытания нагрузкой 108 тс, получив осадку 8,56...13,47 мм.

2. Все испытанные сваи, изготовленные в скважинах, полученных методом вытеснения грунта, несмотря на больший диаметр скважины, имели осадку более 20 мм уже при нагрузке 72...90 тс.

Для обеспечения требуемой несущей способности основания подрядчик дополни-

тельно выполнил 78 свай в основании корпуса, где были изготовлены сваи методом вытеснения грунта. В результате усиления осадки и крены дома оказались в 10..12 раз меньше предельных значений, установленных нормами. Это можно объяснить тем обстоятельством, что зарегистрированная при испытаниях низкая несущая способность свай, изготовленных методом вытеснения грунта, имела место из-за того, что грунт вокруг этих свай был расструктурирован и не обеспечивал расчетную несущую способность свай на боковой поверхности. После восстановления во времени структурных связей в околосвайном грунте произошло восстановление несущей способности свай.

Анализ причин низкой несущей способности свай изготовленных в скважинах, полученных методом вытеснения грунта, привёл к выводу, что вокруг этих свай грунт был расструктурирован и не обеспечивал расчётную несущую способность свай на боковой поверхности. После восстановления структурных связей в около свайном грунте, возможно, была бы обеспечена требуемая несущая способность свай по грунту. Однако определить срок восстановления несущей способности грунта в 2005 году было весьма сложно.

Таким образом, используя законы теории адгезии и аутогезии, аппроксимируя их к взаимодействию частиц грунта, можно выполнить предварительную оценку ожидаемого увеличения несущей способности грунта.

Явление засасывания характерное для забивных свай проявляется и у свай-РИТ, т.е. несущая способность свай-РИТ с увеличением времени после их изготовления не снижается, а возрастает. Основной причиной засасывания является выравнивание влажности грунта в около свайной зоне и восстановление капиллярных составляющих сил сцепления. Количественную оценку увеличения несущей способности свай по грунту за счёт их “засасывания” можно выполнить, используя полученные в теории адгезии и аутогезии закономерности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Швечиков Ю.В., Левинтов Г.В. 2005. Реконструкция городов и геотехническое строительство. № 9, с. 246-250.
2. Th. Richter, G. Karttner. 2004. Abschlussbericht zur Überwachung der Herstellung und Probelastung von RITA-Pfählen auf dem Versuchsfeld der Firma Stump Spezialtiefbau in Colbitz. Berlin, 2004, (G 205/03), 17 s., und 10 Anlagen.
3. Улицкий В.М., Осокин А.И. 1990. Способы сохранения памятников архитектуры и реконструируемых зданий на сваях и деревянных лежнях. – Л.: О-во "Знание" РСФСР, ЛО, ЛДНТП. – 36 с.
4. Мяснянкин А.В. 2006. Промышленное и Гражданское Строительство. № 6, с. 60-61.
5. Об увеличении несущей способности свай в зависимости от времени отдыха. Промышленное строительство. 1979. №12.
6. ТР 50-180-06. Технические рекомендации по проектированию и устройству свайных фундаментов, выполняемых с использованием разрядно-импульсной технологии для зданий повышенной этажности (свай-РИТ). – М.: ООО "УИЦ "БЕК", 2006. – 68 с.
7. Харфуш Вайель Хусейн. Прогноз разуплотнения во времени оснований, сложенных пылевато-глинистыми грунтами, при снятии нагрузки. Дис. К.т.н., Науч.рук. Далматов Б.И., науч.консульт. Бронин В.Н., - Л.: ЛИСИ, 1987, - 197 с.
8. Х. Брандль. 2005. Научно-технический журнал: Реконструкция городов и геотехническое строительство. С.-Пб. № 9, с. 118-131.
9. Зарецкий Ю.К., Гарицелов М.Ю. Глубинное уплотнение грунтов ударными нагрузками. 1989, – М.: Энергоатомиздат, - 192 с.
10. Зимон А.Д. Что такое адгезия. – М.: Наука, 1983, - 176 с.
11. Дерягин Б.В., Кротова Н.А., Смилга В.П. Адгезия твёрдых тел. – М.: Наука, 1973, - 280с.
12. Серебряков Г.А., Зимон А.Д. 1976. Тр. Фрунзенского политехн. ин-та, вып. 97: Адгезия частиц. – Фрунзе, с. 27-36.
13. Гончаров С.А. 1986. Адгезионные процессы при разработке связных пород./ ФТПРПИ, № 1, с. 51-56.
14. Зависимость прочности дисперсной пористой структуры от числа и прочности контактов. Бабак В.Г., Амелина Е.А., Шукин Е.Д., Ребиндер Р.А./ Доклады АН СССР, 1972, том 206, № 1, с. 132-135.
15. Зимон А.Д. 1976. Тр. Фрунзенского политехн. ин-та, вып. 97: Адгезия частиц. – Фрунзе, с. 42-46.
16. Бахолдин Б.В. Гидродинамическое давление и несущая способность свай. Сборник трудов НИИОСП “Свайные фундаменты”, №65, с.158-165.

Зонирование территории г. Астаны по типам основания для оптимизации длин свай

А.Ж. Жусупбеков, Н.Т. Алибекова,
Геотехнический институт, Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева,
Астана, Казахстан

Ё. Ивасаки
Геоисследовательский институт, г. Осака, Япония

АБСТРАКТ: На сегодняшний день в инженерно-геологических условиях г.Астаны при выборе типа фундамента большое предпочтение отдаются железобетонным свайным фундаментам различных длин, которые берутся с большим запасом, что ведет к удорожанию стоимости строительства. В связи с этим возникла необходимость исследования строительных свойств грунтовых оснований с целью определения вида фундирования зданий и сооружений г. Астаны, что позволит существенно снизить затраты при проведении изыскательских работ и на возведение фундаментов зданий и сооружений.

1 ВВЕДЕНИЕ

В последние годы все большее применение находят свайные фундаменты в самых разнообразных областях строительства: в жилищно-гражданском, промышленном, транспортном и других. Так как свайные фундаменты не только технически целесообразны, обеспечивающие высокое качество и долговечность сооружений, но и экономически выгодны (Далматов Б.И. и др., 2001, Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В. и др., 2002, Силкин А.М., Фролов Н.Н., 1987).

Это оправдывается, как показывает практика строительства, общеизвестными их преимуществами: значительным сокращением объема земляных работ, уменьшением расхода бетона в 1,5-2 раза, ускорением срока строительства и снижением стоимости устройства фундаментов, а также потребностью в механизмах и транспортных средствах.

Наряду с этим применение свайных фундаментов обеспечивает возможность выполнения работ в течение всего года, так как отпадает необходимость разработки мерзлых грунтов в зимнее время почти без удорожания и исключением ряда трудоемких процессов (водопонижение, рытье и крепление котлованов, транспортировка грунта).

Также свайные фундаменты по сравнению с другими типами фундаментов отличаются значительно меньшими и равномерными осадками (Беленький С.Б., Дикман Л.Г., Косоруков И.И. и др., 1983).

При этом проектирование и

строительство экономичных конструкций свайных фундаментов возможны при наличии достаточно представительных и достоверных информациях об условиях залегания и свойствах грунтов на строительных площадках, которые получают в результате исследований грунтов при инженерно-геологических исследованиях (Тетиор А.Н., 1975., Веселов В.А., 1990).

В связи с этим возникла необходимость исследования строительных свойств грунтовых оснований с целью определения вида фундирования зданий и сооружений г. Астаны, что позволило бы существенно снизить затраты при проведении изыскательских работ и на возведение фундаментов зданий и сооружений (Жусупбеков А.Ж., Алибекова Н.Т. и др., 2008,2009).

2 ИССЛЕДОВАНИЕ ГЕОЛОГИЧЕСКОЙ СРЕДЫ Г.АСТАНЫ

2.1 География распространения и генезис грунтов города Астаны

Для оценки инженерно-геологических условий на застроенной территории города нами (Жусупбеков А.Ж., Алибекова Н.Т., Ивасаки Е. и др., 2009) совместно с японскими геотехниками впервые создана программа «Геоинформационная база данных» по материалам инженерно-геологических изысканий на объектах г. Астаны, которая позволила проанализировать региональные условия грунтов до детального исследования (рис. 1).

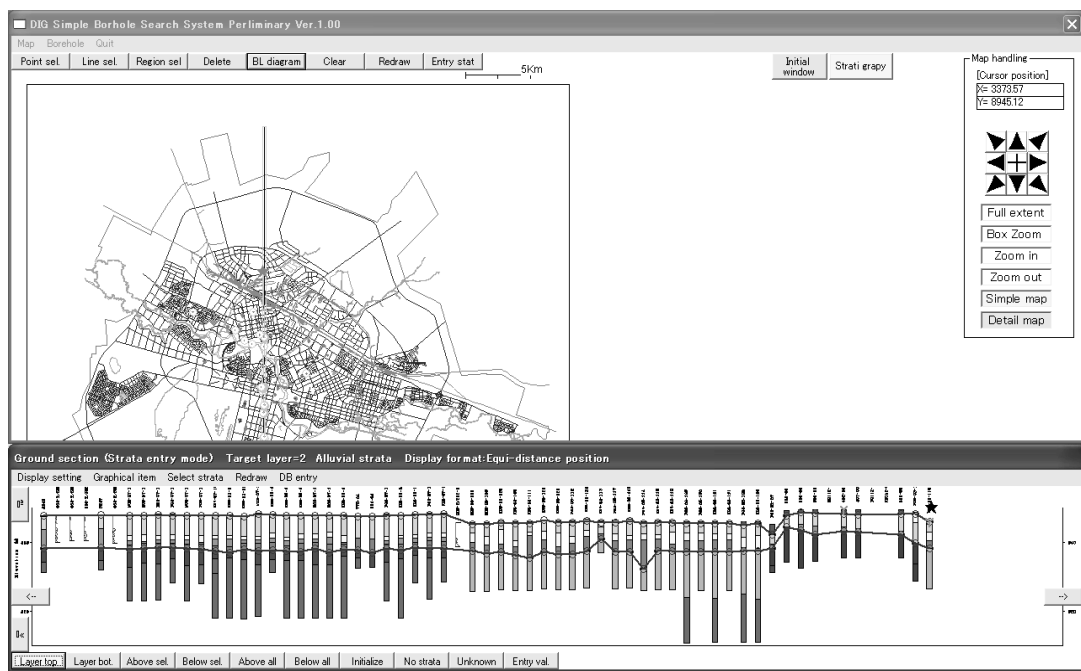


Рисунок 1. Общий вид программы «Геоинформационная база данных»

На территории г. Астаны залегают разнообразные по происхождению и возрасту грунты. Выделено шесть основных инженерно-геологических элементов (ИГЭ) (Алибекова Н.Т., 2008):

ИГЭ-1 – *техногенные отложения* (t_{IV}) представлены почвенно-растительным слоем (ИГЭ-1а) и насыпным грунтом (ИГЭ-1б).

ИГЭ-2 – *аллювиальные средне-четвертичные современные отложения* $a(Q_{II-IV})$ представлены глинистыми грунтами, состоящие в основном из суглинков (ИГЭ-2а) с переслаиванием супесей (ИГЭ-2б), глин (ИГЭ-2в) и ил (ИГЭ-2г), по всей своей мощности имеют линзы и прослои песков различной крупности до 1-3 см, иногда до 10см.

ИГЭ-3 – *аллювиальные среднечетвертичные песчано-гравийные образования* $a(Q_{II-IV})$ состоят из песков различной крупности (ИГЭ-3а), гравелистых песков (ИГЭ-3б) и гравийных грунтов (ИГЭ-3в).

ИГЭ-4 – *элювиальные образования коры выветривания* $e(C_1)$ представлены в виде суглинков и глин с линзами и прослоями супесей и включениями дресвяно-

щебенистых грунтов.

ИГЭ-5 – *элювиальные образования в виде дресвяно-щебенистых грунтов* $e(C_1)$ широко распространены на территории исследования.

ИГЭ-6 – *осадочные породы нижнего карбона* (C_1) представлены в основном песчаниками, которые переслаиваются с алевролитами и аргиллитами того же возраста по всей своей мощности.

2.2 Разбивка территории города с использованием программы «Геоинформационная база данных»

На основании произведенной оценки застраиваемой территории города, на которой было выделено шесть основных инженерно-геологических элементов (ИГЭ) и анализа физико-механических свойств грунтов, можно отметить, что созданная программа «Геоинформационная база данных» позволяет также разбить застраиваемую территорию на условно-однородные зоны (по типам основания) (Жуспубеков А.Ж., Алибекова Н.Т. и др., 2009).

В соответствии с вышеприведенной последовательностью построения карты первой группы с помощью программы «Геоинформационная база данных» строились инженерно-геологические разрезы, которые позволяли оценить условия залегания грунтов.

На основании анализа полученных разрезов было выявлено, что указанные элементы образуют до коренных пород

около восьми типов оснований (рис. 2).

А также с помощью программы «Геоинформационная база данных» и учитывая натурные наблюдения на аналогичных инженерно-геологических условиях, была построена карта инженерно-геологического районирования по оптимизации длин забивных свай под здания 2 (нормального) уровня ответственности с учетом типа основания (рис. 3).

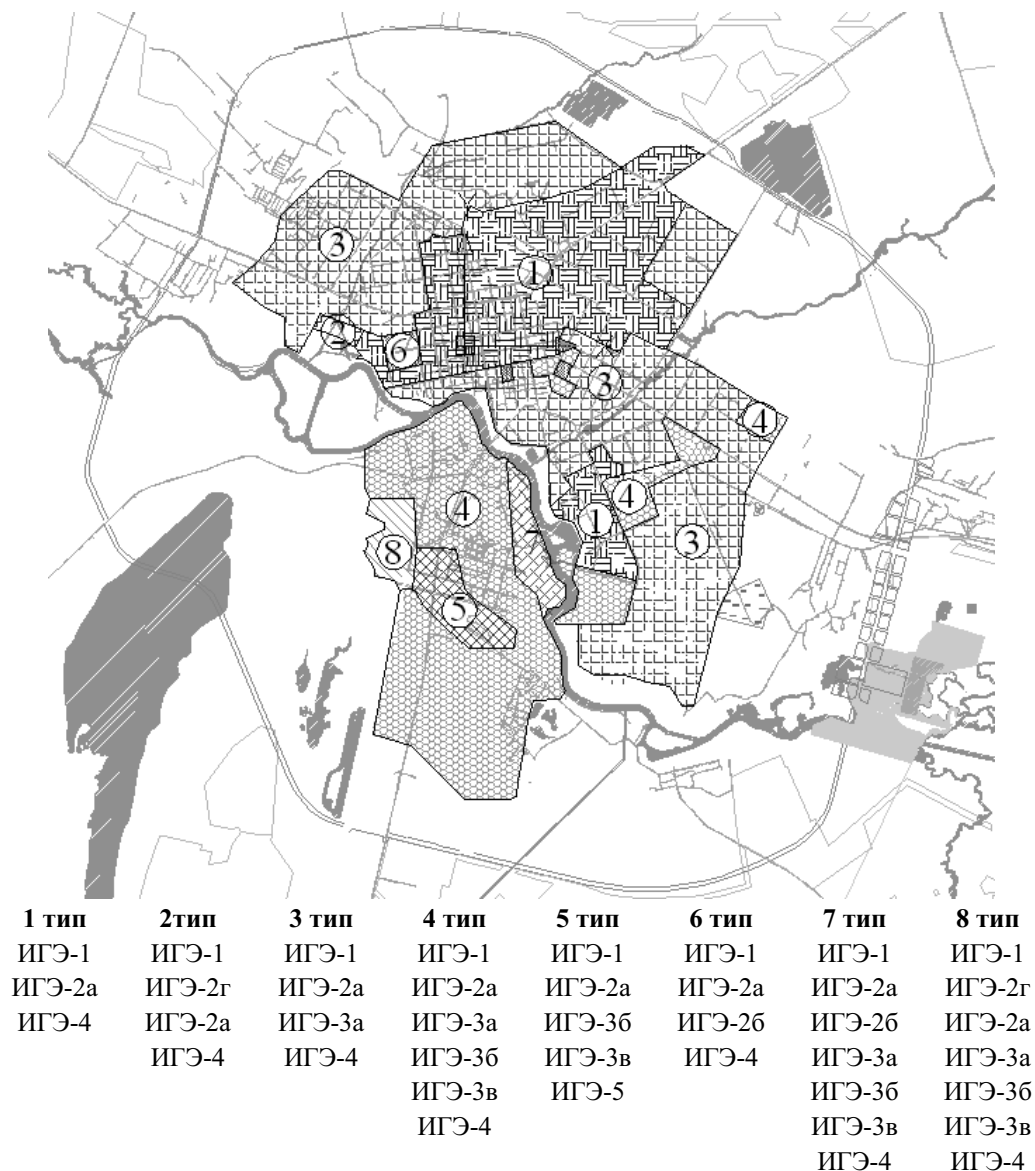


Рисунок 2. Районирование территории г. Астаны по типам оснований

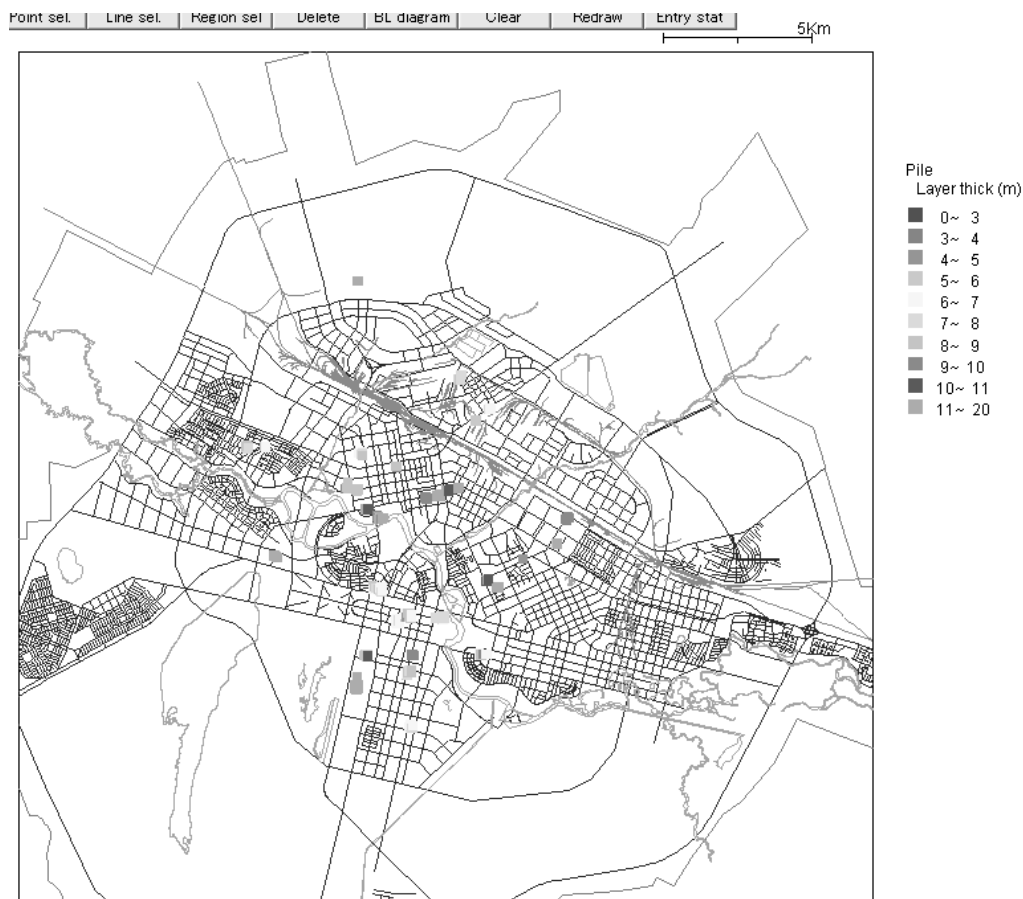


Рисунок 3 Карта районирования по оптимизации длин свай

Однако, при этом не учитывалась несущая способность свай при оптимальной длине. Так как на основании анализа было установлено, что несущая способность свай при полевых испытаниях превышает расчетную нагрузку при строительстве.

В связи с этим, чтобы более достоверно определить несущую способность свай и сократить затраты на проведение дорогостоящих отечественных испытаний было выполнено сопоставление несущей способности свай, определяемых аналитическими и экспериментальными методами, используя накопленный материал по ранее проведенным испытаниям и обработав его с использованием компьютеров.

В результате анализа было установлено, что несущая способность свай при динамических испытаниях F_d в 98 случаях

(79%) была больше F_d^P , передаваемой на сваю при строительстве, определенная аналитическим методом. Отклонение F_d от F_d^P не более чем на 10% (обе стороны) было отмечено 24 свай (19%) и только в 33 случаях (26%) отклонение составило не более 20%. У 67 свай (54%) значение несущей способности при динамических испытаниях значительно превосходили нагрузки, передаваемые свае при строительстве (рис. 4).

Следовательно, данные фундаменты имеют большие и неоправданные запасы.

В связи с этим были установлены коэффициенты достоверности $K_d = F_d^P / F_d$

для всех испытанных свай с учетом типа основания на основании сопоставления значений динамических испытаний с расчетными величинами несущей

способности по СНиП РК 5.01-03-2002 (рис. 5), которые учитывают условия работы свай в грунте.

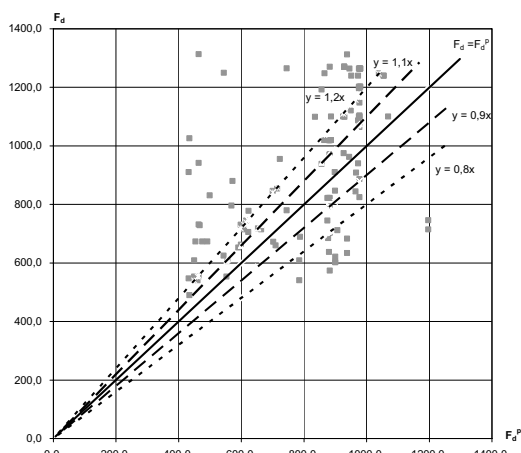


Рисунок 4. Сопоставление значений нагрузки при строительстве с величинами несущей способности по динамическим испытаниям свай

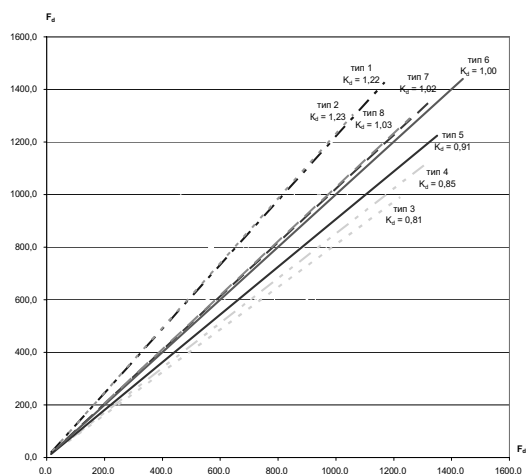


Рисунок 5. Значения коэффициентов достоверности K_d на основании сопоставления значений динамических испытаний с расчетными величинами по СНиП РК 5.01-03-2002 с учетом типа основания

3 ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В связи с полученными результатами исследований, можно отметить, что с одной стороны созданная программа «Геоинформационная базы данных» для г.Астаны и специальные геотехнические карты зонирования по оптимизации длин свай, а также карты залегания грунтов четвертичных отложений и коренных пород позволят оперативно получать необходимую информацию для целей обоснования проектных работ в строительстве и планирования развития территории города. С другой стороны использование современных методов хранения и обработки информации позволят оптимизировать инженерно-геологические работы и исключить дублирование работ на одних и тех же площадях, что скажется на их качестве и стоимости.

Авторы выражают искреннюю благодарность и признательность сотрудникам Геоисследовательского института (г. Осака, Япония) К. Ямамото, К. Комдо и профессору М.Мимура из Института исследования предотвращения бедствия (Киото, Япония), которые оказали большую помощь при разработке геоинформационной базы данных для ЭВМ.

4 ЛИТЕРАТУРА

- Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учеб. пособие / Под ред. Б.И. Далматова; 2-е изд. – М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 2001. – 440 с.: ил.
- Механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб. пособие для строит. спец. вузов / С.Б.Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др.; Под ред С.Б. Ухова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. Высш. шк., 2002.
- Силкин А.М., Фролов Н.Н. Основания и фундаменты – 2-е изд., перераб и доп. – М.: ВО «Агропромиздат», 1987. – 285 с.: ил
- Проектирование и устройство свайных фундаментов: Учеб. пособие для строительных вузов / С.Б. Бельский, Л.Г. Дикман, И.И. Косоруков и др. – М.: Высш. школа, 1983. – 328 с.: ил.
- Тетиор А.Н. Проектирование и сооружение экономичных конструкций фундаментов. – Киев: Будівельник, 1975. – 204 с.
- Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов (Основы теории и примеры

расчета): Учеб. пособ. для вузов. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1990. – 304 с.: ил.

Zhussupbekov A.Zh., Ashkey Y., Bazilov R., Bazarbaev D., Alibekova N. & Zhussupbekov A. Geotechnical problems of new capital Astana (Kazakhstan) / XIV COMBRAMSEG, Brazil, Rio de Janeiro, 2008 – P.261-268.

Zhusupbekov A., Bazarov B., Blinova O., Alibekova N. Research of the conic bases with the combined piles-racks work in undermined conditions / Proceedings of the International Symposium on Lowland Technology, Korea, Busan, 2008. – P.175-177.

А.Жусупбеков, Н.Алибекова, Ё.Ивасаки, К.Ямамото, К.Комдо, М.Мимура. Исследование строительных свойств грунтовых оснований г. Астаны / Международная научно-практическая конференция, посвященная 45-летию ЦИСИ и 40-летию первого выпуска «Современная архитектура, строительство и транспорт: Состояние и перспективы развития», Казахстан, Астана, 12-13 мая, 2009. – С.222-225.

Инженерно-геологические условия г. Астаны Н.Т. Алибекова / IV-е Денисовские чтения «Проблемы обеспечения экологической безопасности строительства», Россия, Москва, 2008. – С.151-154.

Zhusupbekov, A., Alibekova, N., Tulebekova, A., Ormanova, A., Ongarbaev, E. (2009): Zoning of the territory of Astana by foundation types for optimization of pile length, Proceedings of the International Symposium on Geo-informatics and Zoning for Hazard Mapping, Japan, Kyoto, pp. 269-272.

Влияние параметров свайного фундамента на работу низкого ростверка

В.В. Знаменский, А.М. Рузаев

Московский государственный строительный университет, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: В настоящей работе рассмотрены возможности применения расширенного факторного анализа для детальной оценки относительного влияния различных факторов на работу низкого ростверка в составе свайного фундамента, что важно при строительстве высотных зданий в сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях, когда включение плиты ростверка в работу позволяет существенно повысить технико-экономические показатели проектного решения.

При характерных для высотного строительства повышенных нагрузках на грунты основания во многих случаях целесообразным, а иногда единственно возможным и приемлемым решением является применение свайных фундаментов.

Общепринято, что при расстояниях между сваями $3...4d$, а это наиболее часто встречающийся в практике строительства случай, работа низкого ростверка, как правило, не учитывается, что обосновано многочисленными экспериментами. С увеличением осевого расстояния между сваями до $6...7d$, что характерно для свайно-плитных фундаментов, ростверк может включиться в работу и при определенных условиях (развитие значительных осадок, наличие плотных грунтов под подошвой ростверка и т.д.) доля его участия в несущей способности фундамента может по оценке специалистов из ряда стран быть весьма существенной, что видно из диаграммы, представленной на рис. 1.

Приведенные на рис. 1 данные носят интегральный характер и не позволяют оценить участие работы низкого ростверка в несущей способности фундамента в зависимости от его параметров (число свай в фундаменте, их длина и осевое расстояние между ними) и грунтовых условий, что необходимо при проектировании.

Дифференцировать влияние различных факторов на несущую способность ростверка, начиная с указанных выше параметров

свайного фундамента и заканчивая параметрами грунтовых условий, включая неоднородность основания по глубине, можно за счет их варьирования в численном эксперименте.

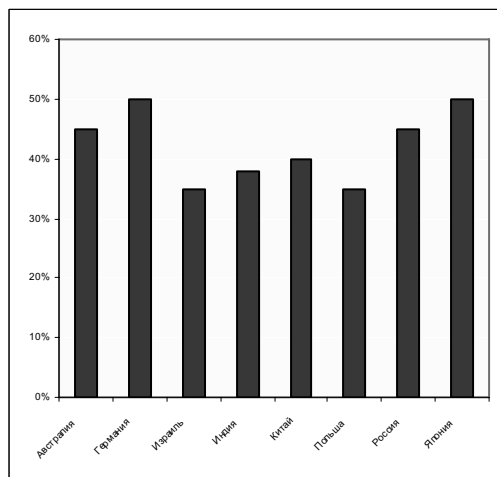


Рис. 1. Участие работы низкого ростверка в передаче нагрузки на грунт

Основные результаты такого эксперимента, выполненного методами математического планирования на основе численных расчетов (Plaxis 3D Foundation), приведены на рис. 2.

Варьируемые факторы представлены в таблице 1.

Таблица 1. Варьируемые факторы

Факторы параметров фундамента	Относительная длина свай	L/d
	Относительное осевое расстояние между сваями	a/d
	Диаметр свай	d
	Число свай	n
	Жесткость плиты низкого ростверка	Конечная жесткость
		Абсолютная жесткость
Факторы грунтовых условий	Однослойное основание	
	Двухслойное основание	
	Трехслойное основание	
Факторы деформаций	Величина относительной осадки	

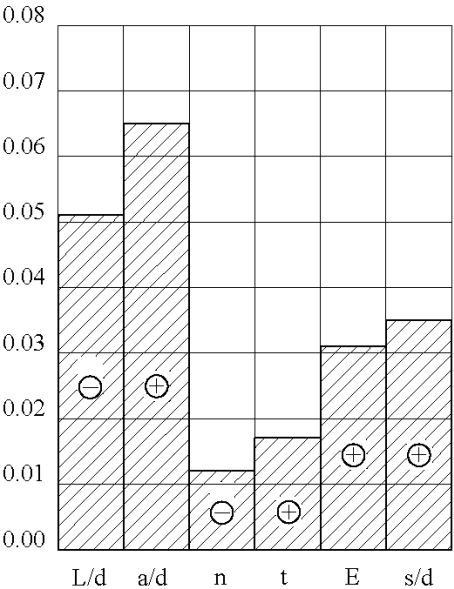


Рис. 2. Относительная сила влияния факторов на работу низкого ростверка

Результаты численного моделирования и их статистический анализ показали, что при оценке влияния работы низкого ростверка на несущую способность свайного фундамента необходимо учитывать все рассмотренные факторы, однако наиболее значимыми из них являются относительная длина свай (L/d) и относительное расстояние между сваями (a/d).

На основании проведенного анализа разработаны представленные в таблице 2 пред-

ложения по оценке несущей способности низкого свайного ростверка в зависимости от рассмотренных факторов.

Таблица 2. Возможное влияние работы низкого ростверка в составе свайного фундамента

Грунтовые условия			Несущая способность ростверка, в % от несущей способности фундамента	20	15	35	20	45	25
				15...25		30...40	15...25	30...40	15...25
Параметры фундамента			a/d	5		6		7	
Модуль деформации грунта, МПа			под подошвой ростверка	15...60					
под подошвой ростверка				≥15					

ВЫВОДЫ:

1. Полученные результаты численного моделирования и их статистический анализ позволили выполнить детальную оценку возможного участия работы низкого ростверка в передаче нагрузки на грунт в достаточно широком диапазоне изменения влияющих на нее факторов.

2. На основании полученных данных разработаны предложения по оценке несущей способности низкого свайного ростверка в зависимости от рассмотренных факторов.

ЛИТЕРАТУРА

Reul, O. & Randolph, M.F. 2003. Piled rafts in overconsolidated clay: comparison of in situ measurements and numerical analyses. *Geotechnique* 53, No. 3, pp. 301-315.

Horikoshi, K & Matsumoto, T. 2005. Analyses of vertical and horizontal load tests on piled raft models in dry sand. *Proceedings of the 16th ICSMFE*, Osaka, Japan, Vol. 2, pp. 2005-2008.

Опыт проведения геотехнического мониторинга высотного здания в Москве

Н.К.Капустян, В.К.Таракановский
Институт физики Земли РАН, Москва, РФ

А.Б.Вознюк, А.Н.Климов, А.В.Беспалова
ОАО «ЦНИИЭП жилых и общественных зданий (ЦНИИЭП жилища)», Москва, РФ

АННОТАЦИЯ: Опыт мониторинга высотного здания в процессе строительства позволил получить уникальный экспериментальный материал по осадкам, давлениям на грунтовый массив и колебаниям. Проводится сравнение данных, получаемых разными методами мониторинга, между собой и с результатами расчетов. Даны рекомендации по регламенту мониторинга и сформулированы задачи дальнейших исследований.

1. ВВЕДЕНИЕ

Нормативные требования создания системы мониторинга (МГСН 4.19-2005) и проведение наблюдений в процессе строительства и эксплуатации высотного здания дали долгожданную возможность сопоставить представления о работе конструкций и грунтов основания здания с реальной картиной. Насущная необходимость этого указывалась давно, но для выполнения подобных исследований требуется сведение воедино многих факторов: желание проектировщика, согласие заказчика строительства, наличие необходимого оборудования, которое будет «намертво» заделано в грунты и конструкции, рабочий коллектив, который будет устанавливать оборудование, вести наблюдения и сопоставлять получаемые данные с расчетом.

2. КРАТКИЙ ОБЗОР ИССЛЕДОВАНИЙ

Совокупность факторов при организации мониторинга, его финансовом и правовом обеспечении, технологические особенности выполнения, участие в одной команде специалистов разных профилей: геотехников, геофизиков, строителей, электронщиков – все это определило уникальность и своеобразие данного направления. Именно поэтому в отечественной и международной практике таких натурных исследований

крайне мало в отличие от достаточно большого числа работ, выполняемых в лабораторных условиях или на математических моделях (Зарецкий, Карабаев, 2006, Тер-Мартirosян, 2005). На натуре это в лучшем случае наблюдение за выбранным параметром (чаще всего осадками) и сравнение с расчетной моделью здания. Подобными исследованиями знаменита школа проф. В.М. Улицкого, выполнявшая в том числе работы по реконструкции архитектурных памятников (Улицкий и др., 2009). Особенностью этих работ является относительно небольшая инструментальная компонента обследования сооружения в сочетании с тщательным визуальным осмотром и оригинальная расчетная модель, позволяющая включать работу основания и учесть сложные по форме и массивные элементы памятников архитектуры. Попытка совместного использования данных датчиков давления на грунт и в конструкциях осуществлялась ООО «Мониторинг-Центр» (Неугодников, Круглов, 2008), но пока публикуются лишь рабочие материалы. За рубежом для высотных зданий известна серия успешных наблюдений за совместной работой грунтов и фундаментов различных конструкций, в том числе комбинированных плитно-свайных (КПСФ), в результате которых получены уточнение представлений и принципиально новые данные о работе свайных полей (Катценбах и др., 2005).

Статус ОАО «ЦНИИЭП жилища» как ведущей научно-исследовательской и проектной организации по высотному строительству и ответственного составителя нормативов по высотному строительству (МГСН 4.19-2005) позволил сформулировать требования, а затем и реализовать их на пилотных проектах (Острецов и др. 2006, Николаев и др. 2006).

Ниже рассмотрены основные блоки системы мониторинга и результаты на примере жилого комплекса «Континенталь» в Москве, включающего высотный 48-эт. корпус. Заказчик строительства – ЗАО «Корпорация «КОНТИ», генпроектировщик – ОАО «ЦНИИЭП жилища», топогеодезические работы – ФГУП «Фундаментпроект», оборудование инструментального мониторинга – ООО «ГПИКО Лтд.» и ООО «Вулкан», наблюдение и обработка данных – ОАО «ЦНИИЭП жилища» совместно с Институтом физики Земли РАН, расчеты здания в процессе строительства выполнены ОАО «ЦНИИЭП жилища».

3. ХАРАКТЕРИСТИКА ОБЪЕКТА

Многофункциональный жилой комплекс «Континенталь» состоит из 4 зданий разной этажности (от 4 до 48 эт.), расположенных на общем стилобате с размерами в плане 100х110 м и объединенных 4-уровневым подземным пространством, в котором располагаются автостоянка и торгово-офисные помещения.

Геологическое строение площадки строительства по данным ООО «Геотехника» следующее: на глубине 0,4-3,0 м под поверхностью строительной площадки залегают насыпные грунты, представленные песками различной крупности с включением строительного и бытового мусора, ниже – пески мелкой и средней крупности (мощность 13-18 м). Далее в геологическом разрезе представлены верхнеюрские глины от полутвердых до твердых общей мощностью 9÷11 м, ниже обнаружены обводненные известняки. Подземные воды встречены в двух водоносных горизонтах: первый от поверхности – безнапорный, приуроченный к толще песков, залегающих на мощном водоупоре из верхнеюрских глин; второй – напорный, приуроченный к трещиноватым известнякам. Напор над кровлей водовмещающих пород – 2-6 м. По возможности

проявления карстово-суффозионных процессов площадка строительства признана неопасной.

В связи со сложными гидрогеологическими условиями площадки строительства защита котлована от проникновения грунтовых вод осуществлялась при помощи «стены в грунте», выполненной по контуру котлована с заделкой на 1,5÷2 м в водоупорный слой верхнеюрских глин. В период строительства подземной части здания производилось также водопонижение с использованием фильтрационных скважин по периметру котлована.

Несущие конструкции многофункционального жилого комплекса выполнены из монолитного железобетона. Фундаментом является коробчатая конструкция размером 84х60 м и высотой 4,6 м, которая состоит из нижней и верхней плит толщиной 2,0 и 1,0 м соответственно, объединенных стенами с ячейкой 3х6 м. Основанием фундаментной плиты служат пески мелкие и средней крупности, средней степени водонасыщения и насыщенные водой.

Несущими конструкциями многоуровневого стилобата являются наружные и внутренние стены толщиной 0,4÷0,6 м, пилоны, колонны и локальные ядра жесткости. Перекрытия выполнены безригельными толщиной 0,25 м. Конструктивная система высотной части здания – каркасно-стенная, с монолитными наружными и внутренними стенами толщиной 0,2÷0,3 м, пилонами и ядрами жесткости в виде лестнично-лифтовых узлов. Вертикальные несущие конструкции высотной части объединяются монолитными безригельными перекрытиями толщиной 0,2 м.

4. СОСТАВ СИСТЕМЫ МОНИТОРИНГА ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ

При строительстве жилого комплекса «Континенталь» в Москве была создана система мониторинга, которая позволила начать наблюдения с нулевого цикла и далее в процессе возведения. После выполнения основных несущих конструкций система переведена в автоматический режим сбора данных. Система уникальная, т.к. по существу впервые в одном комплексе использован набор датчиков разных типов и контролируются разные физические поля.

В состав системы входят следующие измерения.

Геотехнический мониторинг:

- традиционные топогеодезические наблюдения за осадками с установкой реперов на высотном здании и окружающей застройке,

- скважинные измерения суммарных и послойных осадок, порового давления,

- поля датчиков давления на грунт под фундаментной плитой.

Мониторинг состояния и динамики конструкций:

- трехкомпонентные (X, Y, Z) тензометры (деформометры) в фундаментной плите, стенах и пилонах нижнего этажа подземной части, стенах и колонах 1 эт. надземной части,

- измерение колебаний акселерометрами в высотной части и велосиметрами в подземных конструкциях.

Подбор типов датчиков и их расстановка осуществлялись на основании расчетной схемы здания и геологических условий площадки. Кроме того, существенно использование апробированных устройств и выпускаемых серийно; приборы должны иметь сертификаты и калибровочные паспорта. Немаловажно, чтобы форматы данных с датчиков хорошо согласовывались, предпочтительно использование линейки датчиков одного производителя (в нашем случае, все датчики, кроме сейсмометрических, – итальянской фирмы SisGeo®).

При расстановке датчиков учитывалось архитектурное решение, например, чтобы места установки датчиков, особенно оголовки скважин на нижнем этаже в подземной автостоянке, не мешали функционированию жилого здания. Все данные по кабельным сетям сведены в комнату мониторинга на -1 эт. здания. Места установки датчиков, прокладка кабелей, необходимые узлы и соответствующие пояснения содержатся в «Проекте мониторинга», выполненного как альбом проектной документации. Выбор точек установки датчиков проводился соответственно следующим принципам:

- основное количество датчиков сосредоточено в зоне, наиболее нагруженной и сложной по взаимодействию с грунтами основания – подземной части и первом этаже; на верхних этажах контролируются колебания;

- набор датчиков должен быть необходимым по количеству и типу, и достаточным для получения картины заданной детально (контроль основных несущих конструкций), не избыточным для того, чтобы «не потонуть» в потоке данных и их рационально использовать.

Существенно, что геотехнический мониторинг и мониторинг конструкций можно связать достаточно естественно путем сопоставления данных, отражающих одно и то же явление, но с разных сторон. Например, взаимодействие здания с грунтом основания в процессе строительства проявляется в полях осадок по геодезическим данным, о деформируемой толще говорят суммарные скважинные измерения, а о детальных изменениях в слоях – послойные осадки и изменение порового давления. Взаимосвязь полей деформации и нагрузки под плитой отражают поля осадок и давления, а также тензометрические данные по фундаментной плите. Кроме того, изменения интегральных характеристик взаимодействия грунтов и конструкций отражены в параметрах колебаний на основных формах (Острцов и др., 2008). Примером расстановки датчиков является схема на плане фундаментной плиты, где показаны скважины, геодезические репера, датчики давления под плитой и тензометры в плите (рис. 1). Возможность подтверждения выводов данными разных методов и типов датчиков составляет основу подхода и методологически это дает выигрыш в случаях малоизученных явлений.

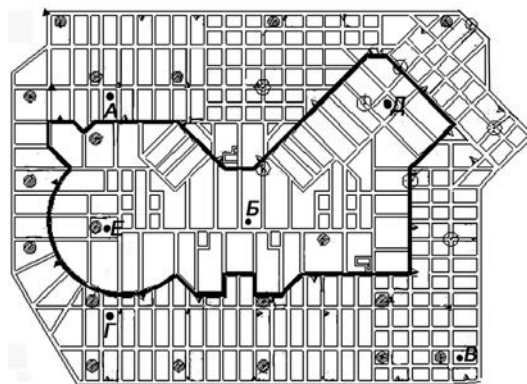


Рис. 1. План фундаментной плиты с расположением датчиков мониторинга: треугольники – геодезические марки, кружки: черные – скважины, светлые – датчики давления на грунт

5. ВРЕМЕННОЙ ХОД МОНИТОРИНГА

5.1. Основные этапы

Этапы проведения мониторинга и временные интервалы между ними являются также дискуссионным вопросом. Традиционный топогеодезический мониторинг производится с начала строительства, на окружающей застройке – до выполнения котлована, затем ведется по графику, на рассматриваемом объекте ежеквартально в течение времени строительства. После завершения обычно наблюдения ведутся более редко до тех пор, пока наблюдается заметная осадка (около трех лет для высотного здания «Эдельвейс»).

По всем остальным параметрам ситуация более неопределенная. Например, высказывались мнения (Гурьев, Дорофеев, 2005) о режимах сейсмометрического мониторинга 2-3 раза в первые три года после возведения, и затем 1 раз в год. Наш опыт наблюдения колебаний как непрерывно, так и в режиме с интервалом в 10 дней (число 10 – чтобы избежать недельного ритма города) показал, что такой режим необременителен при стационарных размещении датчиков, но дает много новой информации о состоянии конструкций и об изменениях свойств грунтов основания (Острецов и др., 2008).

Ясно, что закладка инструментальных наблюдений должна производиться как можно раньше: для датчиков в грунтовом массиве после выполнения котлована, тензометры устанавливаются на арматуру при заливке соответствующих конструкций. При этом выполняются измерения, которые служат «нулевыми» для дальнейшего временного хода величин. Далее по мере возведения ведутся наблюдения в так называемом ручном режиме, при оборудовании комнаты мониторинга – в автоматическом. На объекте «Континенталь» система в автоматическом режиме запущена с декабря 2008 г.

5.2. Интервалы между наблюдениями.

Известно, что процессы в реальных средах – горных породах и строительных материалах – зависят как от величины нагружения, так и его скорости (Садовский и др., 1981). Таким образом, мониторинг в процессе строительства и при эксплуатации должен иметь разные интервалы в зависимости от

стадии. На объекте «Континенталь» геотехнический мониторинг в процессе строительства проводился в ручном режиме с разными временными интервалами и при разной скорости возведения, в том числе и при приостановке строительства.

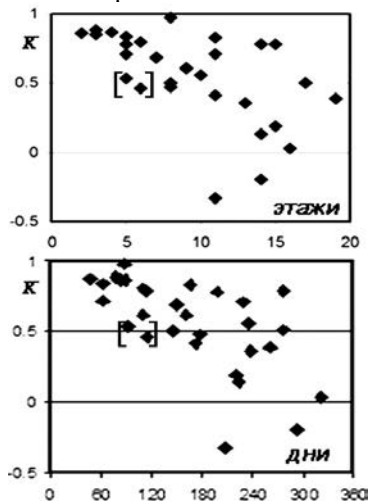


Рис. 2. Коэффициенты корреляции полей давлений на грунт, полученных при мониторинге, в зависимости от разности в возведенных этажах (вверху) и от временного интервала (внизу)

Проиллюстрируем подбор интервала на примере величин давления на грунт. Шаг выполненных измерений в процессе возведения здания дает картину вариаций давления, начиная от разницы высоты здания в 2 этажа и временного интервала от 1,5 месяца и более. Для того, что охарактеризовать картину изменений воспользуемся коэффициентами корреляции K между наборами значений давления, получаемыми со всех датчиков при любых двух актах мониторинга. Перебор пар наблюдений – не только соседних по времени, но и с интервалами через один, два и более актов – позволяет увеличить статистику. Существенно, что оценка K реагирует не на общее увеличение давления, а на изменение мозаики полей давления, например, при возникновении аномальной зоны K будет уменьшаться, причем значение будет зависеть от контрастности флуктуации. На рис. 2 показаны зависимости K от разности в этажности и от временного интервала при возведении высотного корпуса. Видно, что при частом сборе данных (менее 5 эт. или 2 месяцев) значение K близко к 1, т.е. исходя из физики

процессов в этом интервале не следует ожидать заметной динамики грунтового массива на значительных участках под плитой. При существенно большем шаге – более 10 эт. или полугодия – возможны как стабильная работа массива как единого целого, так и флуктуации, связанные с перераспределением давления.

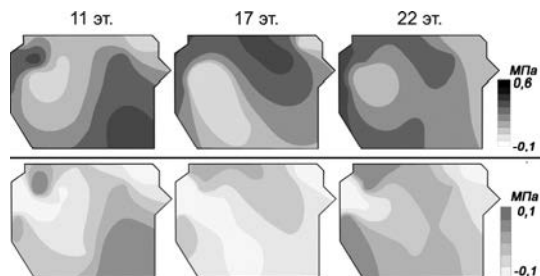


Рис. 3. Карты, характеризующие давление под фундаментной плитой в процессе строительства (возведены 11, 17, 22 эт.): верхний ряд – средние значения, внизу – флуктуации давления.

Обратим внимание на точки, отмеченные на графиках при малых интервалах мониторинга. Поясняет ситуацию рис. 3, где показаны карты давления на грунт – трендовых (средних) значений и флуктуаций – для обсуждаемых малых значений K . На картах мы видим достаточно плавную вариацию трендовых составляющих давления и динамичную картину флуктуаций. Отмечается кратковременное падение давления в левом верхнем углу под фундаментной плитой. Видно развитие процесса во времени, охватившего зону по диагонали плана, и затем «залечивание» ситуации в грунтовом массиве. По-видимому, это связано с процессом консолидации грунтов основания под воздействием возрастающего давления от здания. Две обсуждаемые аномальные точки K соответствуют переходам от первой ко второй и от второй к третьей картам давления. Пример показывает эффективность использования K для количественной оценки «благополучия» при мониторинге, в том числе при работе в автоматическом режиме.

Анализ графиков рис. 2 показывает, что интервалы между актами мониторинга должны быть не более 2-3 месяцев или 5-6 этажей при возведении. Меньшие интервалы сложно выдержать при достаточно трудоемком ручном режиме сбора данных.

6. СОПОСТАВЛЕНИЕ ПОЛЕЙ ДАННЫХ ДАТЧИКОВ РАЗНОГО ТИПА

Совместная интерпретация данных разных типов представляет определенную сложность, причина которой, прежде всего, состоит в том, что измеряются величины, характеризующие разную пространственную и временную чувствительность и датчика, и метода измерения. Примером может служить сопоставление данных послойных осадок (по скважинам) и топогеодезических измерений (рис. 4). Геодезический мониторинг дает интегральное значение, т.е. отвечающее за осадку суммарно всей колонны грунта до горизонта забивки репера и не только в самой точке, но и в некоторой ее окрестности. Скважинные данные – локальные и отражают сжимаемость данного прослоя разреза. Просуммировав послойные осадки, получаем деформацию определенной толщи (в нашем случае 15 м). На рис. 4 для четырех актов мониторинга представлены осадки по диагональному сечению фундаментной плиты, включающее скважины. Видно, что геодезический мониторинг демонстрирует постепенное опускание плиты, причем отчетливо проявляется высотная часть по большей осадке.

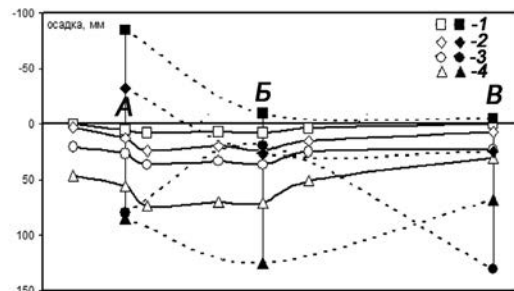


Рис. 4. Сравнение результатов мониторинга осадок для диагонального сечения фундаментной плиты по геодезическим данным (светлые значки) и по скважинам послойной осадки (темные значки); этапы строительства: -4 эт. (1), -2 эт. (2), 11 эт. (3), 28 эт. (4)

Суммарные послойные осадки демонстрируют более интересную и динамичную картину – сначала мы видим отпор грунтов котлована, причем больший в правой части, где были трудности с откачкой воды. Далее мы видим уплотнение (осадку, кривая 2), затем для кривой 3 – аномальную форму – сильное уплотнение по краям с выпором

посередине. Отметим, что этому времени соответствует особенность, обсуждавшаяся в связи с рис. 3. И, наконец, осадка приняла привычную форму, но по величинам большую, чем по геодезии. Данная особенность может быть объяснена тем, что изменение напряженно-деформированного состояния – так называемая в горном деле волна разгрузки – ушла ниже скважины и поэтому не отражается в послойных осадках, а видна при сравнении их с данными по глубинным реперам. Особенность – знакопеременный ход осадок – не уникальна, а была отмечена при детальном мониторинге грунтов в связи с реконструкцией в Берлине (Квик, Нусбаумер, 2003).

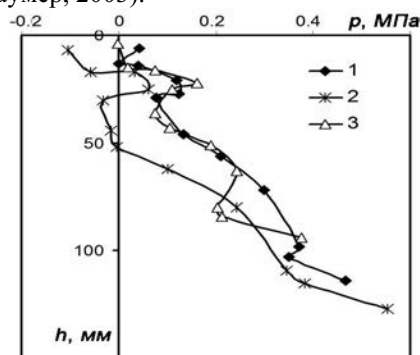


Рис. 5. Связь изменений давления под фундаментной плитой и ее осадки в процессе мониторинга для датчиков 1, 2, 3

Сопоставим данные разных типов, полученные при мониторинге в процессе строительства – давление на грунт и осадку по геодезическим данным (рис.5). Кривые для точек 1, 2, 3 лежат на той же диагонали плана, причем т. 1 и т. 2 расположены достаточно близко (12 м), но т. 2 – уже под высотной частью здания, расстояние между т.1 и т.3 – 90 м. Сравнение кривых показывает их подобие как по характеру изменений со временем при росте нагрузки, так и по величинам, особенно для конструкций вне высотной части. В начале возведения на всех кривых присутствует своеобразная «петля» – отсутствие осадки при росте давления. Причиной является, по-видимому, перераспределение отпора и сжатия в верхних слоях грунтового основания, что было отмечено выше: вначале осадки замедлялись. Далее при увеличении нагрузки процесс активной осадки происходит при малом росте давления и затем при возведении примерно поло-

вины высоты здания процесс приобретает достаточно монотонный характер, хотя возможно более быстрое развитие локальных осадок (т. 3). Для оценки «безопасности» ситуации важно, что кривая достаточно быстро восстановила свой ход.

7. СОПОСТАВЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ДАННЫХ

7.1. Геодезический мониторинг осадки

Сравним поля осадок фундаментной плиты при выполнении 48 эт. основных несущих конструкций – расчет по программе Лири® и по данным нивелировок для геодезических реперов (рис. 6). При расчете использована упругая модель грунта (модель Винклера). Значения коэффициентов постели под фундаментной плитой варьировались от 440 до 1200 т/м³.

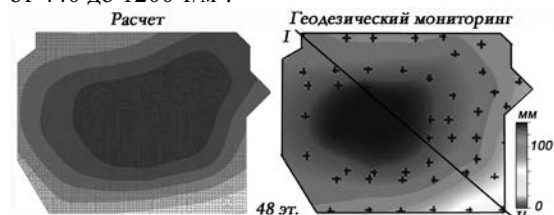


Рис. 6. Сравнение расчетных и экспериментальных полей осадок

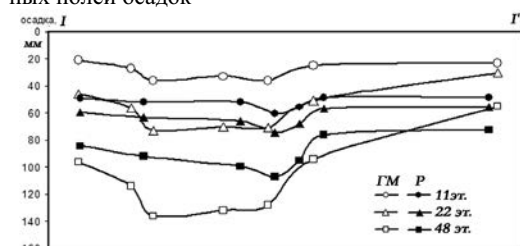


Рис. 7. Сравнение расчетных (Р) и экспериментальных (ГМ) осадок для разных этапов строительства (11, 22, 48 эт.)

Отмечается подобие общей картины расчетных и экспериментальных значений, разница состоит в форме пятна наибольшей осадки. Реальные осадки несколько больше, чем полученные по расчету от нагрузок только от монолитных конструкций, но меньше, чем заданные проектные (200 мм), полученные при учете полной нагрузки от здания. На рис. 7 приведены кривые, отображающие изменение профиля осадки по сечению I-I' с «ростом» дома. Сравнение

профилей реальных и расчетных осадок показывает, что для 11 эт. расчет дает «запас» в осадке, для 22 эт. – кривых достаточно хорошо совпадают.

Отмеченное различие может быть связано со многими факторами: 1) с обсуждавшимся выше процессом консолидации грунтов основания; 2) со сложностью и допущениями при моделировании грунтов в расчетной модели. Обводнение грунтов в основании здания происходило при высоте здания в 11- 15 эт, что отражено в меньшей (по сравнению с расчетом) осадке для 11 эт. дома на рис. 7. Если бы были значительные суффозионные явления, то мы увидели бы их по расхождению расчета и эксперимента для 22 эт. здания, что не наблюдается. Таким образом, наиболее вероятна вторая причина, связанная с недостатками расчетной модели грунта. Заметим, что для средней этажности до 22 эт. расчет хорошо совпадает с экспериментом, т.е. изменения в расчете следует вносить именно для высотных зданий.

7.2. Давление на грунт под фундаментной плитой

Учитывая существенно более мозаичный характер поля давлений по сравнению с осадками, для сравнения мы воспользовались статистическим приемом – построение диаграмм разброса (рис. 8). По осям отложены значения давления – расчетного (Р) и экспериментального (Э), полученные для каждой точки установки датчика; диагональ графика соответствует равенству расчетных и экспериментальных значений, точки выше ее – расчет больше реальных величин, ниже – наоборот. Анализ данных в процессе мониторинга показывает, что для этажности до 22 эт. имеем достаточно хорошее совпадение наблюдения с расчетом при учете некоторого «запаса», причем зависимость для 15 и 22 эт. домов близка к линейной. Для высотного дома получены 2 значения, превышающие расчетные, причем именно в диагональной зоне I-I' на участке, обсуждавшемся на рис. 3. Как видно из графиков, при этажности возведения высотного здания, меньшей 8 эт. и большей 22 эт., расчетные данные расходятся с полученными инструментальным способом. Это связано как с недостатком расчетного комплекса, в котором затруднительно оценивать НДС системы «здание-грунт» на разных этапах строитель-

ства, так и с невозможностью точного задания свойств грунтового массива.

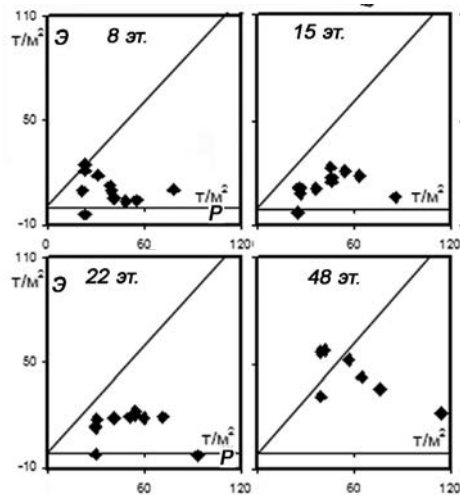


Рис. 8. Сравнение расчетных (ось Р) и экспериментальных (ось Э) значений давления под фундаментной плитой в процессе возведения

7.3. Мониторинг колебаний

Мониторинг колебаний осуществлялся в процессе строительства путем сейсмометрической регистрации в разных точках здания – как по плану, так и по высоте. Использованы акселерометры CMG-5T (Guralp®), компоненты X, Y, Z ориентированы по осям плана. Рассчитывались спектры мощности, выделялись пики и определялись соответствующие им значения частоты. По методике (Острцов и др., 2004) выделялись значения собственных частот данного здания. На рис. 9 приведено сравнение значений собственных частот – наблюдаемых и расчетных при разной этажности, рассмотрен интервал низких частот (первые формы колебаний). Видно следующее: с ростом этажности уменьшается количество пиков в спектрах колебаний, т.е. уменьшается количество доминирующих частот. На ранней стадии строительства в низкочастотной области (ниже 1 Гц) достаточно много пиков, причем этих частот нет в расчете. С ростом этажности количество пиков резко уменьшается, совпадение с расчетом – улучшается. Для 48 эт. здания частоты ниже 0,5 Гц и выше 1 Гц совпадают с расчетом. В интервале 0,5-1 Гц присутствуют 2 значения, которых не дает расчет, причем эти пики – наиболее интенсивные в спектре колебаний.

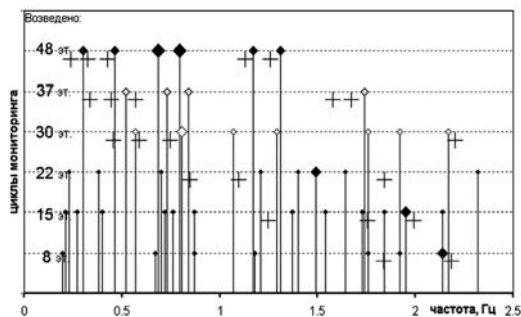


Рис. 9. Сравнение расчетных (крестики) и экспериментальных (линии) значений частот колебаний в процессе строительства

Причина, по-видимому, в отсутствии каких-то факторов в модели, определяющих ее динамику. Отметим, что на самом деле частоты, связанные с динамикой нижних этажей не пропали, а их пики стали существенно слабее, чем для доминирующих колебаний. По существу рис. 9 отражает тот факт, что вклад взаимодействия здания с основанием уменьшается с ростом высоты здания – система становится более «прстой» и более «резонансной».

8. ВЫВОДЫ

1. Современные инструменты геотехнического мониторинга позволяют оперативно следить за процессами в грунтах основания высотного здания, и даже указать тип происходящих процессов. Традиционный топогеодезический мониторинг дает интегральную картину и не обладает подобной оперативностью.

2. В настоящее время требуется совершенствование расчетных моделей, т.к. фактически по многим параметрам: давление на грунт, осадка, колебания – модели не соответствуют реальности именно для высотных зданий. В расчетных моделях необходимо учитывать совместную работу здания с грунтовым массивом и стадийность возведения.

3. Представленный опыт позволяет поставить ряд новых экспериментов – лабораторных или математического моделирования для уточнения расчетных моделей грунтового массива и наблюдением за развитием напряженно-деформированного состояния грунтов основания.

Работа выполнена при частичной поддержке РФФИ, грант № 07-05-00436 и программы Президиума РАН № 16.

ЛИТЕРАТУРА

- Гурьев В.В., Дорофеев В.М. Мониторинг напряженно-деформированного состояния несущих конструкций высотных зданий. *Стройбезопасность-2005*. М.: ЦНСТМО. 2005. С. 18-21
- Зарецкий Ю.К., Карабаев М.И. Математическое моделирование показаний датчиков давления в основаниях фундаментных плит. *Вестник МГСУ*. № 1. 2006. С.100-104.
- Катценбах Р., Шмит А., Рамм Х. Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франфурта-на-Майне. Случаи из практики. *Реконструкция городов и геотехническое строительство*. №9. 2005. С.80-99.
- Квик Х., Нуссбаумер М. Устройство котлованов и фундаментов в Берлине: опыт реконструкции столичного мегаполиса *Реконструкция городов и геотехническое строительство*. № 7. 2003. С. 148-168.
- Неугодников А. П., Круглов И. Ю. Строительный мониторинг на базе волоконно-оптических датчиков. Концепция и реализация. *Строительный Тендер* № 30, 2008 С. 40-41
- Николаев С.В., Острецов В.М., Острецов А.В., Гендельман Л.Б., Вознюк А.Б., Капустян Н.К., Сухин В.В. Опыт проектирования и эксплуатации схем мониторинга конструкций и оснований высотных зданий. *Современные системы и средства комплексной безопасности и противопожарной защиты объектов строительства*. М.: ЦНСТМО. 2006. С. 18-22.
- Острецов А.В., Вознюк А.Б., Капустян Н.К. Опыт мониторинга конструкций и грунтов оснований высотных зданий в Москве, *Строительная наука и техника*, №5 (20), 2008. С.99-101.
- 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,
- Садовский М.А., Мирзоев К.М., Негматуллаев С.Х., Саломов Н.Г. Влияние механических микроколебаний на характер пластических деформаций материалов *Изв. АН СССР, Физика Земли*, № 6, 1981. С. 32-42
- Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов. 2005. 488 с.
- Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Комплексный подход к сохранению Морского собора во имя святителя Николая Чудотворца в Кронштадте *Природные условия строительства и сохранения храмов Православной Руси*. Сергиев Посад: ПИПЦ. 2009. С. 103-108.

Об эффективности применения нелинейной модели расчета осадок столбчатых фундаментов

Ю.А. Киричек, А.В. Трегуб

Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры, Днепрпетровск, Украина

АННОТАЦИЯ: Выполнен анализ эффективности применения нелинейных методов расчета столбчатых фундаментов. Разработана методика оптимального проектирования фундаментов под колонны с учетом нелинейной работы основания. Установлена рациональная область применения нелинейных методов расчета.

1. ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМЫ

Геотехнические проблемы мегаполисов, в основном, связаны с высокой плотностью застройки территорий и большой интенсивностью нагрузок, передаваемых на основание высотными объектами. Это приводит к необходимости рассматривать возможность повышения давления на грунт выше расчетного сопротивления, что требует дополнительного анализа приведенного ниже.

Сложившаяся практика проектирования фундаментов предполагает предварительное задание глубины заложения по инженерно-геологическим, климатическим и конструктивным условиям и площади подошвы из условия равенства давления на грунт расчетному сопротивлению. Такой подход обеспечивает в целом необходимую надежность, однако зачастую с необоснованно большим запасом в ущерб экономичности проектных решений. Предложенные ресурсосберегающие методы проектирования фундаментов на базе методов математического программирования теории оптимизации позволяют значительно снизить затраты в фундаментостроении без ущерба для надежности оснований и фундаментов (Киричек Ю.А. и Швец Н.С., 1989), (Киричек Ю.А. и Почтман Ю.М., 2000). Предложенная методика ресурсосберегающего проектирования фундаментов была ограничена линейной фазой работы фундаментов.

Дальнейшее развитие этого направления возможно в разработке методов оптимального проектирования фундаментов с использованием нелинейных методов расчета основания. В решении этой научной проблемы необходимо рассмотреть вопрос обеспечения должной надежности фундаментов, поскольку запас ресурса несущей способности фундаментов уменьшается и он не может быть менее некоторого предела, установлению которого в рамках этой работы уделялось достаточно внимания (Киричек Ю.А. и Трегуб А.В., 2009). Вместе с тем переход к нелинейным методам расчета предполагает дополнительные трудности в проектировании, которые могут быть оправданы при достижении ощутимого экономического эффекта. Для оценки рациональной области применения нелинейных моделей расчета деформаций оснований проведены настоящие исследования.

2. МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЙ

Для оценки рациональной области применения нелинейных моделей расчета деформаций оснований была поставлена задача: разработать аналитические зависимости затрат на устройства фундамента A (грн.) от основных его размеров: ширины b и глубины заложения d . После проведения исследований путем сопоставления ряда решений нелинейной задачи с результатами

штамповых опытов предпочтение было отдано методу Малышева М.В. (1982). Для решения поставленной задачи выполнены следующие этапы.

1. Разработан план численного исследования. Предложен алгоритм и программа конструирования фундаментов и расчета на прочность в соответствии с нормами.
2. Составлены программы для определения предельного давления, расчетного сопротивления и соответствующей ему осадки.
3. Выполнен расчет осадок отдельных фундаментов в нелинейной области нагружения методом М.В. Малышева.
4. Разработаны уравнения регрессии, отражающие затраты на устройство фундамента в зависимости от глубины и ширины фундамента. Выполнены расчеты затрат на устройство фундаментов.
5. Выполнено технико-экономическое сравнение фундаментов, рассчитанных с использованием линейной и нелинейной моделей при одинаковых нагрузках.

Проведенные ранее исследования позволили определить грунтовые условия, позволяющие обеспечить наибольший эффект от применения нелинейных методов расчета (Киричек Ю.А. и Трегуб А.В., 2009). В качестве оснований в настоящем исследовании использовались три вида грунтов, которые нами были классифицированы обработкой штамповых опытных данных, как рекомендуемые для использования нелинейной модели. Физико-механические характеристики оснований, используемые в расчетах, представлены в таблицах 1-3.

Таблица 1. Физико-механические характеристики маловлажного мелкого песка средней плотности (грунт А)

φ, градус	C, кПа	E, МПа	γ, кН/м ³	w, %	e	Sr
32	2	28	17,68	5	0,55	0,23

Таблица 2. Физико-механические характеристики тугопластичного суглинка (грунт В)

φ, градус	C, кПа	E, МПа	γ, кН/м ³	w, %	e
22	28	22	18,75	15	0,65

Таблица 3. Физико-механические характеристики тугопластичной глины (грунт С)

φ, градус	C, кПа	E, МПа	γ, кН/м ³	w, %	e
17	50	18	18,34	8	0,75

Конструирование фундаментов выполнено под монолитные железобетонные колонны каркасных зданий. Фундаменты с квадратной формой подошвы и с размерами сторон 1,0; 2,0; 3,0; 4,0; 5,0м. Размеры ступеней, вылет плитной части приняты в соответствии с требованиями норм. Высота ступеней – 300мм.

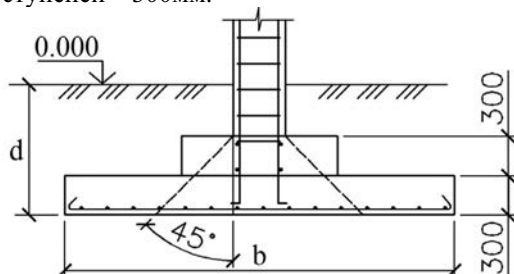


Рис. 1. Схема фундамента под колонну

Минимальную высоту фундамента определено расчетом на продавливание. Армирование фундамента принято арматурой А-III Ø12мм. Класс бетона В20.

Расчет затрат выполнен в соответствии с действующими нормами и расценками на характерные виды работ и материалы для возведения отдельностоящих фундаментов под колонны.

3. РЕЗУЛЬТАТЫ

Уравнения, отражающие стоимость устройства отдельных монолитных железобетонных фундаментов под колонны с квадратной формой подошвы, получены:

- Для грунта А:

$$A = 296,1 - 247,7b - 111,7d + 329,5b^2 + 143,7bd + 47,5d^2, \quad (1)$$

- Для грунта В:

$$A = 597,4 - 286,0b - 444,6d + 353,8b^2 + 122,2bd + 125,8d^2, \quad (2)$$

- Для грунта С:

$$A = 509,2 - 277,6b - 322,3d + 351,9b^2 + 112,8bd + 87,5d^2, \quad (3)$$

Составленные уравнения позволили получить оптимальные размеры квадратных фундаментов под колонны при расчете их в нелинейной области нагружения. При расче-

те нелинейных осадок использовались следующие критерии:

$$P \leq \frac{P_u \cdot \gamma_f}{\gamma_n}, \tag{4}$$

где Р соответствовало давлениям при $P > R$;
 $S \leq S_u$, (5)

где S_u - предельная осадка принята 8см.

Полученные уравнения можно рассматривать в качестве функций оптимизации в инженерных расчетах. Рациональным с экономической точки зрения принято считать применение нелинейных методов расчета в случае, когда затраты на устройство фундамента рассчитанного на основе модели линейно-деформируемой среды по сравнению с нелинейным методом превышали более, чем на 10%.

Результаты исследований представлены в таблицах 4-6.

Таблица 4. Сравнение вариантов фундаментов на основе линейного и нелинейного решений на грунте А

Линейное решение			Нелинейное решение			Экономический эффект, %
Размеры фундамента, м		Стоимость, грн	Размеры фундамента, м		Стоимость, грн	
b	d		b	d		
1	2	3	4	5	6	
1	1	455,14	0,8	1	359,6	21
2	1	1441,2	1,5	1	817,9	43
3	1	2901,5	2,3	1	1735,6	40
4	1	5342,3	3,3	1	3476,7	34
5	1	7552,7	4,1	1	5343,9	29
1	2	586,7	0,9	1,4	457,8	21
2	2	1629,4	1,7	1,5	1132,9	30
3	2	3294,7	2,5	1,5	2214,2	32
4	2	5791,8	3,5	1,5	4158,9	28
5	2	8916,5	4,6	1,5	7059,1	21
1	3	843,7	1	1,5	532,74	37
2	3	2072,6	1,8	2	1401,7	32
3	3	3696,1	2,5	2,5	2651,8	28
4	3	6376,5	3,7	2,5	5237,0	18
5	3	9617,8	4,7	2,5	8116,0	16

1	2	3	4	5	6	7
1	4	1236,2	1	2	631,9	49
2	4	2802,7	1,8	2,5	1582,0	44
3	4	4491,2	2,5	3,5	3184,4	29
4	4	7112,6	3,7	3,7	6094,3	14
5	4	10497	4,7	3,5	8964,7	15
1	5	1847,5	1	2,5	754,76	59
2	5	3271,7	2	2,5	1854,7	43
3	5	5127,2	3	2,5	3613,3	30
4	5	8035,3	4	3	6393,7	20
5	5	11580	5	3	9542,3	18

Таблица 5. Сравнение вариантов фундаментов на основе линейного и нелинейного решений на грунте В

Линейное решение			Нелинейное решение				Экономический эффект, %
Размеры фундамента, м		Стоимость, грн	Размеры фундамента, м		Стоимость, грн		
b	d		b	d			
1	2	3	4	5	6	7	
1	1	454,02	0,8	0,9	384,8	15	
2	1	1435,6	1,6	0,9	923,2	36	
3	1	2909,8	2,5	0,9	2070,3	29	
4	1	5332,6	3,2	0,9	3358,6	37	
5	1	8355,8	4,2	0,9	5800,5	31	
1	2	566,2	0,8	1,5	357,9	37	
2	2	1600,9	1,7	1,5	1061,5	34	
3	2	3244,8	2,5	1,5	2168	33	
4	2	5746,9	3,5	1,5	4188,0	27	
5	2	8863,6	4,5	1,5	6915,4	22	
1	3	784,2	0,9	2	460,6	41	
2	3	2051,4	1,7	2	1163,1	43	
3	3	3600,0	2,6	1,9	2458,5	32	
4	3	6258,9	3,6	2	4646,7	26	
5	3	9485,1	4,7	2	7830,9	17	
1	4	1388,1	0,9	2,2	499,3	64	
2	4	2987,2	1,8	2,2	1343,6	55	
3	4	4587,5	2,6	2,7	2820,0	39	
4	4	7362,2	3,7	2,8	5389,9	27	

1	2	3	4	5	6	7
5	4	10779,4	4,9	2,8	9108,3	16
1	5	2131,5	1	2	523,6	75
2	5	3611,0	1,8	2,5	1453,6	60
3	5	5532,2	2,8	3	3395,2	39
4	5	8472,0	3,8	3,5	6229,5	27
5	5	12067,7	4,5	4	8908,5	26

Таблица 6. Сравнение вариантов фундаментов на основе линейного и нелинейного решений на грунте С

Линейное решение			Нелинейное решение			Экономический эффект, %
Размеры фундамента, м		Стоимость, грн	Размеры фундамента, м		Стоимость, грн	
b	d		b	d		
1	2	3	4	5	6	7
1	1	449,9	0,8	1	367,8	18
2	1	1432,2	1,7	1	1011,3	29
3	1	2910,3	2,6	0,9	2211,2	24
4	1	5272,4	3,7	1	4482,5	15
5	1	8372,8	4,8	1	7591,8	9
1	2	538,2	0,9	1	411,1	24
2	2	1565,1	1,7	1,3	1032,5	34
3	2	3205,9	2,6	1,5	2319,9	28
4	2	5682,2	3,8	1,5	4892,6	14
5	2	8581,8	5	1,6	8530,2	0,6
1	3	701,2	0,9	1,3	405,3	42
2	3	1944,8	1,8	1,8	1218,7	3
3	3	3476,1	2,8	2	2828,3	19
4	3	6123,8	3,9	2,4	5565,9	9
5	3	9345,1	4,7	2,3	7919,8	15
1	4	1140,2	0,9	2,2	482,3	58
2	4	2699,0	1,8	2,6	1431,4	47
3	4	4266,8	2,9	2,7	3315,1	22
4	4	7016,9	3,8	2,5	5349,2	24
5	4	10417,4	4,8	3,3	8961,8	14
1	5	1664,8	0,9	3,2	734,2	56
2	5	3077,1	1,8	3,7	1906,8	38
3	5	4940,6	2,9	3,8	3946,3	20

1	2	3	4	5	6	7
4	5	7832,2	3,8	3,8	6204,4	21
5	5	11389,2	4,8	4,6	10145,8	11

Результаты проведенных исследований показали, что при сопоставимой глубине заложения экономия затрат на устройство столбчатых фундаментов с переходом на нелинейные методы расчета может составлять 20-40 %, что подтверждает целесообразность применения такой методики ресурсосберегающего проектирования. Переход на нелинейную фазу работы основания позволяет уменьшить размеры подошвы и глубину заложения, причем во втором случае запас прочности основания уменьшается значительно.

ВЫВОДЫ

Результаты исследований позволяют сделать вывод о том, что использование нелинейной зависимости $S=f(P)$ в сочетании с методами оптимизации позволяет при проектировании фундаментов получать экономию затрат на устройстве столбчатых фундаментов от 20 до 40%.

ЛИТЕРАТУРА

- ДБН В.2.1-10-2009. Основания и фундаменты сооружений. Минрегионстрой Украины. Киев: ГП НИИСК.
- Киричек Ю.А. и Швец Н.С. 1989. Оптимизация фундаментов под машины с периодическими нагрузками. *Тез. VII Всесоюзной конференции по динамике оснований, фундаментов и подземных сооружений*. Москва: НИИОСП. С.75-76.
- Киричек Ю.А. и Почтман Ю.М. 2000. Методы математического программирования в проектировании оснований и фундаментов. *Строительные конструкции*. Киев: НИИСК. С.441-445.
- Киричек Ю.А. и Трегуб А.В. 2009. Оценка несущей способности оснований фундаментов мелкого заложения. *Строительство, материаловедение, машиностроение*. Днепропетровск: ПГАСА. Вып. 48, ч. 3, С.213-218.
- Малышев М.В. и Никитина Н.С. 1982. Расчет осадок фундаментов при нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунтах. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, № 2, С.21-25.

Особенности фундирования сборно-монолитных каркасных жилых зданий в условиях центрального региона Украины

П.И. Кривошеев
НИИСК, Киев, Украина

Н.Л. Зоценко, А.Н. Павликов
ПНТУ, Полтава, Украина

Б.Н. Петтер
ГПИ «Горстройпроект», Полтава, Украина

АННОТАЦИЯ: В конкретных инженерно-геологических условиях городов центрального региона Украины исследуются технические решения по основаниям и фундаментам высотных. Отмечены достоинства и недостатки ранних видов фундаментов, особенности их работы в конкретных грунтовых условиях. Приведены результаты экономических расчетов. Относительно базового варианта – сборных призматических свай, наиболее экономичными оказались фундаменты в пробитых скважинах.

Постоянным требованием к вновь возводимым жилым домам наряду с их надежностью и комфортностью является снижение стоимости квадратного метра общей площади. На сегодняшний день предложения строительной отрасли значительно отстают от таких пожеланий. Причиной этого является тот факт, что в рассматриваемом регионе Украины большинство жилья возводится из традиционных кирпичных конструкций. Известно, что использование таких конструктивных схем жилых зданий ограничивает их этажность, ведет к низкому уровню механизации технологических процессов строительного производства, а также к повышенной материалоемкости.

Приблизиться к решению поставленной задачи возможно за счет внедрения инновационных технологий строительства. Среди них наибольшего внимания заслуживают те, которые способствуют усовершенствованию конструктивных систем зданий и внедрению прогрессивных методов устройства оснований и фундаментов. Таким требованиям отвечает известная конструктивная система для возведения жилых зданий «КУБ-2,5», представляющая собой по способу изготовления сборно-монолитный железобетонный каркас, а по конструкции – безригельно-бесконсольно-бескапитальный.

Пространственная жесткость и стойкость такого каркаса обеспечивается, главным образом, за счет жесткого (рамного) соеди-

нения неразрезных замоноличенных дисков перекрытий и колонн в уровне каждого этажа с элементами жесткости. Вертикальными несущими элементами каркаса служат сборные железобетонные колонны и частично элементы жесткости – железобетонные диафрагмы и металлические или железобетонные подкосы (рис.1).

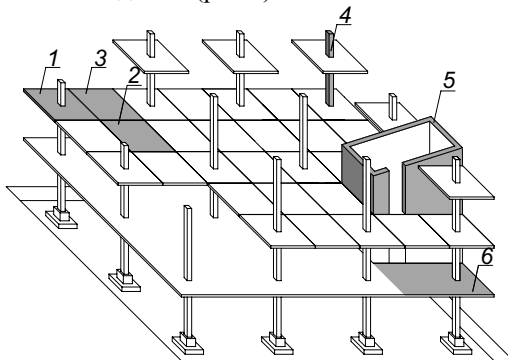


Рис.1. Фрагмент схемы каркаса «КУБ-2,5»: 1 – надколонная плита; 2 – средняя плита; 3 – межколонная плита; 4 – колонна; 5 – диафрагма жесткости; 6 – перекрытие нижнего этажа

В каркасе используются неразрезные (многоэтажные) колонны. На уровне перекрытий в колоннах предусмотрены специальные вырезы для устройства шпоночных стыков с перекрытиями. Вырезы имеют форму усеченной пирамиды. В середине основания усеченной пирамиды установлен специальный стержень, воспринимающий

монтажные усилия и являющийся монтажным устройством при возведении каркаса здания. Колонны ниже уровня каждого перекрытия имеют отверстия для установки монтажного кондуктора временного крепления надколонной плиты.

Диски перекрытий собираются из трех сборных железобетонных плит: надколонных, средних и межколонных, которые с целью унификации опалубки имеют одинаковые размеры 3000х3000 мм. Надколонные плиты крепятся к арматуре колонны с помощью сварки, заделанных в них обойм. При этом монтажные стыки между колоннами и обоймами заполняются высокопрочным мелкозернистым бетоном. Таким образом в промежутках между гранями колон и отверстий плит образуются бетонные шпоночные соединения. Межколонные и средние плиты монтируются «насухо» с помощью железобетонных монтажных приспособлений и инвентарных стоек. Зазоры между торцами плит с арматурными выпусками в виде петлевых соединений замоноличиваются высокопрочным мелкозернистым бетоном.



Рис.2. Процесс строительства жилого дома с каркасом «КУБ-2,5»

Номенклатура элементов сборно-монолитного каркаса многоэтажного жилого здания включает также элементы лестничных маршей и опорных балок.

Наружные стены устанавливаются непосредственно на перекрытиях автономно в пределах каждого из них (Фирма «КУБ».1990).

Усилия в элементах каркаса рассчитывались с помощью программного комплекса «Structure CAD 11.1», который использует метод конечных элементов в пространственной постановке. Задача решалась для случа-

ев как линейной, так и нелинейной работы материала несущих конструкций с учетом деформирования грунтового основания.

Инженерно-геологические условия центрального региона Украины с достаточной степенью приближения можно разделить на два вида. Первый охватывает территории лессовых плато, в пределах которых выделяются участки с грунтовыми условиями первого, а в южной части и второго типа по просадочности. В результате освоения таких территорий развивается процесс техногенного их подтопления, который приводит к обводнению грунтов и, как следствие, к снижению механических характеристик грунтов. Лессовые просадочные грунты при этом превращаются в слабые с модулем деформации $E \leq 5$ МПа.

Второй – это поймы рек, освоенных путем устройства намыва из руслового песка высотой до 6 м. Толща намывных песков неоднородна, содержит значительные объемы рыхлого песка, нередко подстилается отложениями заторфованных грунтов. Для сооружения многоэтажных жилых зданий такие основания требуют предварительного закрепления или прорезки сваями.

Основные варианты фундаментов, которые могут быть использованы в указанных грунтовых условиях, показаны на рис. 3.

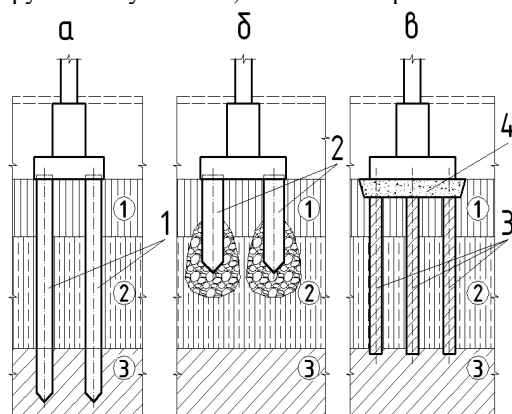


Рис. 3. Варианты фундаментов каркасных зданий на: а – сваях; б – пробитых скважинах; в – армированном основании: 1 – сваи; 2 – фундаменты в пробитых скважинах; 3 – ГЦЭ; 4 – распределительная подушка

Для всех описанных грунтовых условий универсальными являются забивные призматические сваи (рис. 3,а), которые прорезают слабые грунты 1-го и 2-го слоёв и передают основную нагрузку на плотный

слой 3. Однако свайные фундаменты имеют наибольшую стоимость, они материалоемки и требуют значительных трудозатрат. Действительно, готовые сваи надо погрузить – разгрузить, перевезти, они должны выдерживать нагрузки, которые возникают при погружении их в грунт. Погружение свай динамическим образом недопустимо при существующей застройке. Вдавливание свай требует значительных трудозатрат.

При освоении новых территорий с распространением просадочных грунтов, когда еще не развит процесс подтопления, наиболее эффективными являются фундаменты в пробитых скважинах с уширением в нижней части из втрамбованного щебня (рис.3,б). Если такие фундаменты устраиваются в трехфазных глинистых грунтах, то вокруг них образуется развитая зона уплотненного грунта, распределяющая давление на неуплотненный грунт. При замачивании основания несущая способность фундаментов в пробитых скважинах (ФПС) уменьшается незначительно (Зоценко Н.Л. и др. 1989).

Показательным в этом отношении являются результаты строительства экспериментального 9-этажного жилого дома. Инженерно-геологические условия площадки характеризуются наличием просадочной толщи лессовых и лессовидных грунтов мощностью 8 – 9 м. После устройства фундаментов в пробитых скважинах ФПС-0,5 -2,5 -2 (диаметр – 0,5 м, длина – 2,5 м, втрамбованный объем щебня – 2 м³) по всему котловану были пробурены дренажные скважины для замачивания основания. Ниже подошвы условного фундамента (подошвы зоны уплотненного грунта) просадочная толща составила 3,3 м. Скважины были заполнены щебнем, по дну котлована – подсыпка 15 см. После этого в котлован было подано 1100 м³ воды из системы водопровода. В процессе монтажа здания вода подавалась через открытые пазухи фундаментов. Степень влажности грунта основания составила в период строительства $S_r = 0,84 - 0,91$.

На рис. 4 приведены зависимости осадки от нагрузки, установленные по результатам:

1 – статических испытаний ФПС в условиях полного замачивания грунта основания, расчетная нагрузка на ФПС определяется при осадке его $S = 4,0$ см, следовательно, $N = 833$ кН;

2 – наблюдения за осадкой ленточного

ростверка ФПС, расчетная нагрузка на ФПС составила $N = 783$ кН.

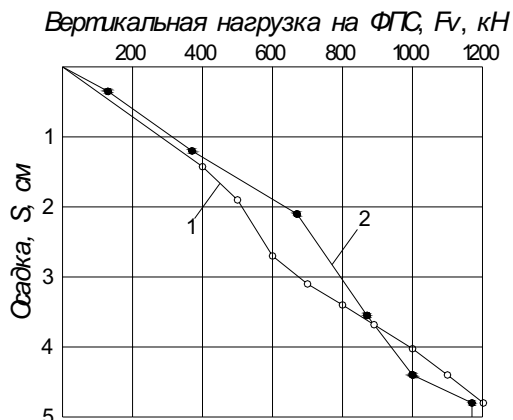


Рис.4. Зависимости между осадкой и нагрузкой на ФПС по результатам: 1 – статических испытаний; 2 – наблюдений за осадками здания

Испытания проведены до величины максимальной проектной нагрузки на ФПС. Для графика наблюдений за осадками здания это значение было определено по величине расчетной нагрузки на погонный метр ленточного фундамента $F_d = 1170$ кН в зависимости от расстояния между ФПС в плане ростверка.

Привлекает внимание характер графиков «осадка–нагрузка» как по результатам статических испытаний, так и по результатам наблюдений за осадками здания. Анализируя эти данные, можно отметить:

- очертание графиков в диапазоне реальных нагрузок на ФПС идентично;

- зависимость «осадка–нагрузка» в обоих случаях близка к пропорциональной, это свидетельствует о том, что давление на грунт от ФПС не превышает первой критической величины по Пузыревскому, т.е. абсолютно безопасное;

- в процессе нагружения отдельного ФПС и ленточного ростверка локальные пластические деформации в основании не образовались, происходило только уплотнение грунта, это свидетельствует о высокой надежности использованной конструкции фундаментов в конкретных грунтовых условиях.

Для грунта природной влажности по результатам статических испытаний расчетная нагрузка на ФПС составила $N = 1450$ кН.

Через год после окончания строительства

максимальное значение осадки здания составило $S_{max} = 7,15$ см; минимальное – $S_{min} = 6,21$ см и среднее – $\bar{S} = 6,69$ см. Что свидетельствует о том, что сравнительно равномерная осадка практически вдвое меньше нормативной. А также о том, что в тех случаях, когда осадка просадочной толщи от собственного веса грунта незначительна, применение фундаментов в пробитых скважинах оказывается эффективным без прорезки просадочной толщи. При применении ФПС нагрузка от здания на просадочный грунт для таких фундаментов распределяется по площади зоны уплотненного грунта. Как показывают статические испытания ФПС, при замоченном основании это давление меньше или незначительно превышает начальное давление просадки p_{Σ} (Беда С.В. 1992).

На намывных территориях в поймах рек метод устройства пробитых скважин используется для вытеснения заторфованных грунтов из зоны под подошвой фундаментов. Схема устройства такого основания показана на рис. 5.

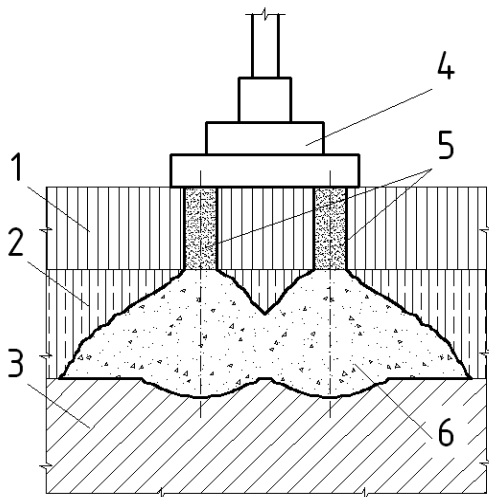


Рис.5. Процесс возведения фундамента на слабом подстилающем слое: 1 – слой намывного песка; 2 – слабый слой; 3 – плотный слой, подстилающий слабый; 4 – фундамент; 5 – скважины, заполненные песком с уплотнением; 6 – втрамбованный щебень

С помощью цилиндрической трамбовки в слой заторфованного грунта порциями по $0,25 \text{ м}^3$ втрамбовывали щебень фракции 20–60 мм. Вследствие этого щебень частично

вытесняет текучий грунт, а частично армирует его. В результате создается надежное искусственное основание. Таким образом было построено несколько многоэтажных зданий различного назначения в микрорайоне Левада г. Полтавы, за осадками которых ведутся наблюдения по настоящее время. Ни в одном из случаев абсолютные и относительные осадки зданий не превысили нормативных (Аль-Клуб В.М. 1990).

Существенным недостатком ФПС является динамическое влияние процесса их устройства на окружающие объекты. В условиях существующей застройки такие фундаменты не применяются. Следует также учитывать, что устройство фундаментов в пробитых скважинах не эффективно в водонасыщенных глинистых грунтах. В этом случае не происходит уплотнения грунта, не формируется уширение из щебня и уплотненного грунта. Водонасыщенный грунт выпирает, поднимая при этом поверхность дна котлована, пережимая при этом скважину.

При наличии под зданием толщи водонасыщенных слабых грунтов (это может быть также деградированные водонасыщенные лессовые или лессовидные суглинки и супеси) рационально фундаменты каркасных жилых зданий опирать на искусственное основание. Улучшить характеристики слабого основания можно путем армирования грунтов (рис.3,в). Армированием основания называют улучшение деформативных свойств грунтового массива путем устройства в нем вертикальных жестких элементов. Элементы работают совместно с грунтом и конструктивно не связаны с фундаментом. Их разделяет сплошная подушка, которую выполняют из щебня или уплотненного грунта. Необходимые качества основания достигаются варьированием объемами элементов, которые хорошо работают на сжатие и имеют высокое сцепление с окружающим грунтом, что обеспечивает совместную работу грунта и ГЦЭ (Токин, А.Н. 1984).

Одним из эффективных направлений снижения стоимости фундаментостроения является использование в качестве материала грунтов, которые залегают в основании зданий. С помощью специального оборудования выполняют рыхление грунта непосредственно в массиве без его извлечения.

Одновременно в разрыхленный грунт нагнетается цементная суспензия и выполняется перемешивание грунтоцементной смеси. В результате в грунте образуется грунтоцементный цилиндрический элемент заданной прочности материала. На рис. 6 показан общий вид грунтоцементного элемента.



Рис. 6. Вид ГЦЭ в шурфе

В соответствии с СН-23-58, для изготовления грунтоцементных элементов пригодны пески различной крупности, лессы, лессовидные и карбонатные супеси и суглинки. Примерный их гранулометрический состав должен соответствовать данным, приведенным в табл.1. Там же показан гранулометрический состав суглинка лессовидного, имеющего распространение в рассматриваемом регионе.

Таблица 1. Рекомендованный состав грунтов для изготовления грунтоцемента

Размер частиц, мм	Глинистые, до 0,005	Пылеватые, 0,005- 0,05	Песчаные, 0,05 до 2
процент по массе	≤ 30	15 - 90	≤ 75
суглинок, Полтава	19,8	62,2	18

Анализируя табл.1, можно отметить, что суглинистые лессовые грунты рассматриваемого региона являются оптимальными для изготовления грунтоцемента.

Большинство исследователей обращают внимание на то, что химический состав грунта существенно влияет на механические свойства грунтоцемента. По этой причине возникают трудности составления общих нормативов на грунтоцемент. На каждой строительной площадке необходимо прово-

дить экспериментальные исследования по определению характеристик грунтоцемента в лабораторных и полевых условиях. Эта задача решается путем изготовления лабораторных образцов с использованием местных грунтов в процессе проектирования, а также отбора проб из готовых ГЦЭ во время ведения строительных работ.

Изготовление ГЦЭ осуществляется с помощью бурового станка, оборудованного буровым насосом и вертлюгом (рис.7). Проходка скважины начинается с первой штанги длиной 9 м, которая оборудована специальным долотом. С помощью долота грунт разрушается и смешивается с цементной суспензией. Долото имеет отверстия для подачи суспензии в грунт. Проектная глубина скважины достигается последовательным наращиванием штанг, которые соединяются между собой специальными муфтами. При обратном ходе штанг выполняется дополнительное перемешивание смеси с добавлением цементной суспензии. Перемешивание можно проводить несколькими поднятиями и опусканиями штанг для достижения однородного состава грунтоцемента. При необходимости в свежий грунтоцемент вставляется арматурный каркас (Зоценко, Н.Л. и др 2008).



Рис. 7. Общий вид установок для устройства ГЦЭ

Выполнение всех требований технологии устройства ГЦЭ обеспечивает необходимую однородность грунтоцемента и, соответственно, надежную стойкость стенок скважин в любых нестойких грунтах. В том числе и настоящих плавучих, потому что плотность текучего грунтоцемента больше плотности плавучины. Именно эта особенность ГЦЭ

ставит их в ряд самых технологичных (универсальных) фундаментов.

Были составлены рабочие проекты оснований и фундаментов 16-этажного жилого дома с конструктивной схемой «КУБ-2,5», которая представляет собой железобетонный каркас, для трех вариантов: вдавленные призматические сваи, фундаменты в пробитых скважинах (ФПС), отдельные фундаменты на основании, армированном грунтоцементными элементами (ГЦЭ). Инженерно-геологические условия были приняты по рассмотренной схеме для лессового плато с последующим подтоплением новой застройки.

Эффективность строительства количественно оценивается сопоставлением полученного результата с затратами на его достижение. Вместе со снижением материалоёмкости и стоимости строительства при оценке его эффективности следует оценивать экономию энергоресурсов. Известно, что затраты энергоресурсов на изготовление строительных материалов и конструкций составляют 80–90% всех суммарных энергозатрат на строительство. Энергетические затраты на единицу измерения конструкций и материалов определяются удельной энергоёмкостью в килограммах условного топлива, которая учитывает полные затраты всех видов энергии на изготовление, транспортировку, монтаж, а также другие работы, включая уход за бетоном в зимний период (Зоценко Н.Л. и др. 1987).

Все данные расчетов сведены в табл. 2.

Таблица 2. Сравнение вариантов фундаментов в расчете на 1 м² жилой площади

Варианты фундам.	Цемент, кг	Арматура, кг	Затраты условного топлива, кг	Прямые затраты грн./м ²
Призмат. сваи	50,0	9,96	43,6	232,2
ФПС	28	5,5	52,4	153,0
Арм. основание	46,9	6,9	39,6	187,5

Наименьшие расходы материалов и прямых затрат установлены при применении варианта фундаментов с использованием ФПС. В то же время этот вариант имеет наибольшие энергозатраты. Отдельные фундаменты на армированном ГЦЭ основании по всем показателям таблицы эффек-

тивнее базового варианта. Таким образом, применение фундаментов в пробитых скважинах по сравнению с базовым вариантом на призматических сваях дешевле на 34%. Если считать, что стоимость фундаментов в общей стоимости строительно-монтажных работ составляет 12%, то снижение стоимости 1 м² жилья за счет применения эффективных фундаментов составит 4,3 %. Вместе с экономией за счет применения сборно-монолитного каркаса (ориентировочно 20%), использование рассмотренных инновационных технологий строительства может снизить стоимость 1 м² жилья до 25%.

В том случае, когда невозможно применить фундаменты в пробитых скважинах из-за недопустимости динамических нагрузок на существующие здания и сооружения, возможно использование фундаментов на армированном основании. В этом случае общее снижение стоимости 1 м² жилья составит 22%.

Аль-Клуб В.М. 1990. Способ улучшения свойств заторфованных грунтов. *Зб. «Основания и фундаменты»*, № 18. с. 22-24. Киев: «Будівельник».

Беда С.В. 1992. Нелинейная модель основания фундамента в пробитой скважине. *В зб. науч. трудов “Эффективные строительные материалы и конструкции”*. с. 5-10. Киев: УМК ВО МО Украины.

Зоценко Н.Л., Винников Ю.Л., Коваленко В.И. и др. 1989. Определение форм и размеров уширений и зон уплотненного грунта фундаментов в пробитых скважинах. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, № 5, с. 8-10.

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.

Зоценко Н.Л., Коршунов М.А., Передерий Н.Ф. 1987. Сокращение энергозатрат при устройстве фундаментов. „*Промышленное строительство и инженерные сооружения*”, №1. с. 14-17. Киев.

Токин, А.Н. 1984. Фундаменты из цементагрунта, 184 рр. Москва: Стройиздат.

Фирма «КУБ» СП «ИНЭКС». 1990. Унифицированная схема сборно-монолитного безригельного каркаса. Основные положения по расчету, монтажу и компоновке зданий: Рабочий проект в 9-ти выпусках. Серия КУБ-2,5. с. 49. Москва.

Опыт строительства зданий повышенной этажности на сваях-РИТ в г. Москве

В.Л. Кубецкий
ГУП НИИМосстрой, Москва, Россия

В.Я. Еремин
ПСП РИТА, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Представлен анализ многолетнего опыта применения свай, изготовленных с использованием электрических разрядов, в качестве фундаментов высотных зданий. Приведены результаты определения несущей способности свай-РИТ, в том числе по результатам статических испытаний в натурных условиях на примере конкретных объектов. До 2009 года построено 9 зданий высотой 78...140 м, в основании которых "работают" сваи-РИТ.

1. ВВЕДЕНИЕ

В геотехнике накоплен большой опыт устройства фундаментов из буронабивных свай большого диаметра (1 метр и более) для строительства высотных зданий [1]. Как альтернативу можно рассматривать строительство за последние восемь лет в России ряда зданий повышенной этажности на буровых сваях-РИТ диаметром 320 мм. В качестве примера можно привести объекты в Москве: 25-этажные жилые дома на улице Удальцова, д.25-27; 36-этажный жилой дом на проспекте Вернадского, д. 37; 25- и 27-этажные жилые корпуса на Давыдовской улице, д. 19А; 33-этажное офисное здание на Семеновской улице, д. 21; 42-этажный жилой дом на проспекте Маршала Жукова, д. 45; возводятся 32-этажный дом на улице Генерала Глаголева, д. 19 и 40-этажный жилой дом на Рублевском шоссе, д. 107.

При устройстве свай-РИТ осуществляют электрические разряды импульсов тока (РИТ) напряжением до 10 кВ в скважине, заполненной бетонной смесью. В результате серии электровзрывов ствол сваи-РИТ приобретает уширения в зонах разрядно-импульсной обработки за счет уплотнения грунта. По всей длине ствола такая свая имеет надёжное сцепление с грунтом, поэтому сваи-РИТ работают не только на вдавливающие, но и на выдергивающие

нагрузки. Свойства грунта основания при этом улучшаются за счёт его уплотнения. Под высотными зданиями сваи-РИТ устраивают с шагом 1,3...2,5 м длиной 15...25 м и более.

Первые сваи-РИТ были изготовлены более 30 лет назад [3]. Массовое применение началось в 90-х годах прошлого столетия. Во время освоения технологии сваи-РИТ применяли под нагрузки до 25 тс/сваю, в основном для усиления фундаментов реконструируемых зданий. Затем сваи-РИТ стали применять в новом строительстве в начале под нагрузки до 70 тс, в 2000 г. перешагнули рубеж 100 тс, а еще через 2 года успешно испытывали висячие сваи-РИТ диаметром 300 мм нагрузками за 300 тс. При таких нагрузках несущая способность свай-РИТ по грунту приблизилась к пределу несущей способности по материалу ствола сваи.

2. ЗДАНИЕ ПО АДРЕСУ: ПРОСПЕКТ ВЕРНАДСКОГО, ДОМ 37

Первое высотное (36-этажное) здание на сваях-РИТ в Москве построено в 2003 г. (рис. 1) при участии профессора С.А. Амбарцумяна.

Территория для строительства жилого комплекса на 225 квартир была ограничена:
- с севера — зданием, расположенным в

одном метре от фундаментной плиты;

- с востока — прудом, отделенным дамбой, в теле которой проложена районная теплосеть; зеркало воды в пруде на 2 м выше дна котлована;

- с юга — коллектором (две трубы $\varnothing$ 1,7 м) и магистральной теплосетью;

- с запада — упомянутым коллектором, проложенным ниже отметки фундаментной плиты возводимого здания на 3,6...6 м, а дальше — проспектом Вернадского.



Рис. 1. Жилой комплекс (проспект Вернадского, 37), фото со стороны пруда.

Верхняя часть разреза представлена водонасыщенными насыпными несслежавшимися грунтами: суглинками и глинами с остатками строительного мусора. Их толщина, оставляемая под фундаментной плитой, составляет 3...6 м. Ниже по разрезу следуют:

современные озерно-аллювиальные суглинки текучепластичной и тугопластичной консистенции, слоем от 0 до 4 м;

верхнечетвертичные покровные суглинки слоем до 1,6 м;

надморенные флювиогляциальные отложения слоем от 0 до 1,4 м представленные песками, супесями, суглинками и глинами;

моренные отложения днепровского оледенения мощностью 8...12 м, представленные суглинками от мягкопластичной до полутвердой консистенции, глинами полутвердой консистенции;

флювиогляциальные среднечетвертичные отложения, образующие фациально-неоднородную толщу, местами достигающую 3,8 м, сложенную суглинками, супесями, песчаными разностями до галечниковых водонасыщенных грунтов.

На глубине 17...19 м от дна котлована залегают нижнемеловые породы мощностью 7...12 м, представлены мелкими и пылеватыми песками с линзами глин, суглинков и супесей (0,4...0,8 м);

Под нижнемеловыми породами залегают верхнеюрские отложения, представленные водонасыщенными плотными пылеватыми и мелкими песками, вскрытая мощность 32...34 м.

В основании здания на 4...5 м ниже фундаментной плиты в насыпных грунтах находился коллектор для перелива воды из пруда во время паводков, который нужно было сохранить до прокладки байпаса.

Из-за наличия под плитой несслежавшихся насыпных грунтов вся нагрузка от зданий должна восприниматься сваями. Первоначальным проектом были предусмотрены буронабивные сваи диаметром 1000 мм, длиной 24 и 22 м. До устройства фундаментов следовало вынести упомянутый выше переливной коллектор, что отодвигало начало основных работ на год. Устройство такого свайного основания лишило экономической целесообразности освоение площадки, удобно расположенной у выхода метро.

В связи с этим был разработан проект с использованием свай-РИТ расчётной несущей способностью по грунту 150 тс. Для высотного корпуса с вертикальной нагрузкой 128 000 тс было запроектировано 899 свай-РИТ длиной 21 м диаметром 320 мм (по бурению), объединенных плитой площадью 1570 м² (рис. 2). Армирование свай предусмотрено каркасами из двух секций, стыкуемых внахлест: верхние секции 6 $\varnothing$ 28 A500C, нижние 6 $\varnothing$ 25 A500C.

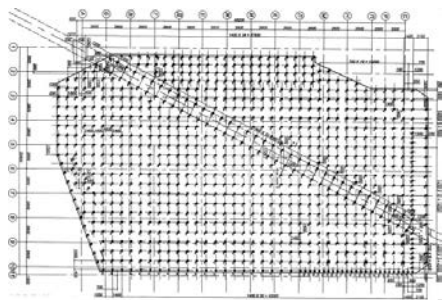


Рис. 2. План свайного поля из 899 свай-РИТ Ø 320 мм, длиной 21 м под корпус высотой 120 м с вертикальной нагрузкой 128 000 тс.

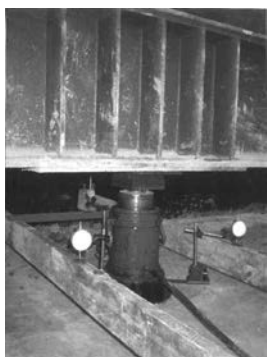


Рис. 3. Проведение контрольных испытаний свай-РИТ.

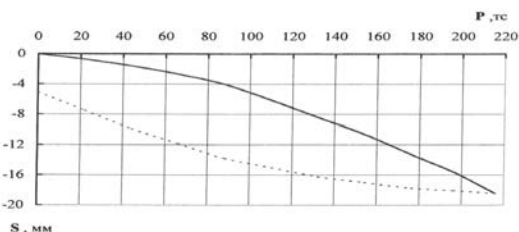


Рис. 4. График зависимости осадки S от нагрузки P для свай-РИТ.

Восемь свай-РИТ испытали статической давливающей нагрузкой (рис.3). Учитывая то, что свай-РИТ впервые применяли в основании здания высотой 36 этажей, специалисты НИИОСП им. Н.М. Герсеева предложили провести контрольные испытания грунтов сваями нагрузкой 216 тс (расчетная нагрузка не достигала 144 тс на сваю). При нагрузке 216 тс осадка всех свай стабилизировалась в пределах 13,52...18,46 мм, остаточные деформации после разгрузки составили 1,77...5,90 мм. Характерный

график испытаний приведен на рис. 4.

В течение двух лет после окончания строительства специалисты НИИОСП им. Н.М. Герсеева осуществляли мониторинг за деформациями. По результатам мониторинга осадки зданий стабилизировались, не достигнув 40 мм, а крены не превысили 0,0006, что значительно меньше предельных значений для таких зданий.

3. ЗДАНИЯ ПО АДРЕСУ:

ДАВЫДКОВСКАЯ УЛИЦА, ДОМ 19А

В 2004 году были построены два здания по адресу: ул. Давыдовская, д. 19А высотой здания А = 78 и Б = 82 м (см. рис. 5) с вертикальной нагрузкой более 160 000 тс на сваях-РИТ (см. рис. 6) в количестве 1371 диаметром 320 мм длиной 19...20 м.



Рис. 5. Жилой комплекс на ул. Давыдовская, д. 19А, вид после окончания строительства.



Рис. 6. Изготовление свай-РИТ при строительстве жилого комплекса (ул. Давыдовская, вл. 19А).

Грунтовые условия характеризовались значительной сложностью; так, под одним из зданий от подошвы фундаментной плиты до глубины 17...18 м преобладали водонасыщенные пылеватые пески и текучие супеси с плавунными свойствами.

Учитывая высокий уровень подземных вод, под фундаментной плитой был выполнен пластовый дренаж из щебня слоем 250 мм, поэтому при устройстве свай их оголовки формировали выше бетонной подготовки на 300 мм (см. рис. 7).

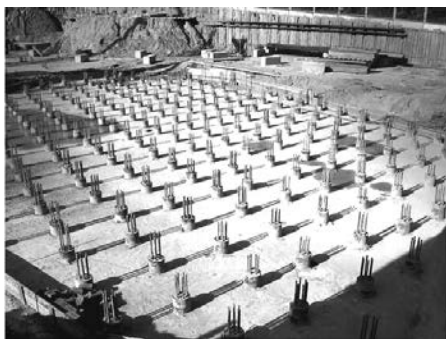


Рис. 7. Жилой комплекс на ул. Давыдовская 19А, фрагмент свайного основания.

Контрольным испытаниям статической давливающей нагрузкой было подвергнуто 10 свай-РИТ. Испытания свай проводили научные сотрудники сектора 26 НИИОСП им. Н.М. Герсеева под руководством д.т.н., профессора А.А. Григорян. По результатам испытаний допускаемая нагрузка на сваю под зданиями А и Б составила 144 тс и 150 тс соответственно. Осадки стабилизировались в 2006 году, составив 38 мм.

4. ЗДАНИЕ ПО АДРЕСУ: СЕМЕНОВСКИЙ ПЕРЕУЛОК, ДОМ 21

Для 33-этажного офисного здания (Семеновский пер., д. 21; см. рис. 8) было выполнено 502 сваи-РИТ. На расстоянии 9 м от крайнего ряда свай находился тоннель метро, построенный в 30-е годы прошлого столетия. Для уменьшения влияния нагрузок от здания на обделку тоннеля, было выполнено три ряда свай со стороны тоннеля длиной по 26 м (см. рис. 9), остальные по 18 м. Работы велись в стесненных условиях (рис. 10), т.к. красные линии проходили по контуру котлована,



Рис. 8. 33-этажное здание (Семеновский пер., д. 21).



Рис. 9. Общий вид котлована, устройство свай-РИТ длиной 26 м со стороны тоннеля метро.

Осадки здания составили 80 мм при расчетных 100 мм, крены здания составили 0,0005, что значительно меньше предельного значения.



Рис. 10. Бетоносмесительный завод в котловане (Семеновский пер., д. 21).

5. ВЫВОДЫ

Всего на сваях-РИТ возведено девять высотных зданий. Для них использовался мелкозернистый бетон по ГОСТ 26633-91* класса В30 по прочности на сжатие и марки W10 по водонепроницаемости. Армирование свай-РИТ на всех названных объектах выполнялось арматурными каркасами из 2-х секций по длине. Арматура продольных (рабочих) стержней использовалась класса А500С, расчетное сопротивление на сжатие 435 МПа, площадь рабочей арматуры определялась из условия восприятия всей расчетной нагрузки. Бетон обеспечивал передачу усилий на грунт и защиту арматуры от коррозии.

Анализ результатов мониторинга, а также технологии устройства свай-РИТ и их испытаний позволяет считать, что сваи-РИТ буровым диаметром 320 мм (по бурению) обеспечивают требуемую надежность высотных зданий в сложных инженерно-геологических условиях.

На основе анализа и обобщения накопленного опыта были разработаны Технические рекомендации по проектированию и устройству свай-РИТ для зданий повышенной этажности – ТР 50-180-06 [8] (утвержде-

ны Правительством Москвы 6 мая 2006 г.), которые с 2008 г. включены в Перечень нормативных документов регламентирующих строительство на территории России.

6. ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Катценбах Р., Шмитт А., Рамм Х. 2005. Реконструкция городов и геотехническое строительство. № 9, С.-Петербург. С. 80-99.
2. Временная инструкция по устройству набивных свай, изготовленных с использованием разрядно-импульсной технологии («сваи РИТА»). – М.,СПб: НИИОСП им. Н.М. Герсеванова; РИТА. 1993. – 26 с.
3. Ясиевич Г.Н. 1977. Исследование способа изготовления буронабивных свай с помощью электрогидравлического эффекта и их работы под вертикальной нагрузкой. Дис. ... к.т.н., -Л.: ЛИСИ. - 223 с.
4. Гаврилов Г.Н., Егоров А.Л., Коровин С.К. Электрогидроимпульсная технология в горном деле и строительстве. – М.: Недра, 1991, - 128 с.
5. Еремин В.Я. 2003. Строительные и дорожные машины. № 11, с. 4-10.
6. Федоровский В.Г., Безволев С.Г. 1994. Основания, фундаменты и механика грунтов. № 3, с.11-15.
7. ГОСТ 5686-94 Грунты. Методы полевых испытаний сваями.
8. 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.

Новый путь оптимизации и испытания оснований из буронабивных свай: технология Lift Cell

Ш. Кунц

ООО «БАУЭР Технологии», Москва, Российская Федерация

Л. Хюммелер, А. Леманн

БАУЭР Шпечальтифбау ГмбХ, Шробенхаузен, Германия

АННОТАЦИЯ: Настоящая статья охватывает проблематику уменьшения осадок оснований из буронабивных свай и описывает как можно при помощи инновационных технологий на сегодняшний день лучше справиться с данной проблемой. Технология должна вызвать особенно большой интерес у проектировщиков, т.к. с описанной технологией становится возможным достижение новых границ в статике сооружений с повышенными требованиями к осадкам или же проектирование особо рациональных фундаментов глубокого заложения.

1. ВВЕДЕНИЕ

Передача высоких нагрузок на основания из буронабивных свай в сочетании со сложными грунтовыми условиями, а также необходимость уменьшения осадок сооружения требуют особых технических решений. Одним из вкладов в решение таких задач является технология Lift Cell разработанная компанией Бауэр. Данная технология применяется для уменьшения и равномерного распределения осадок сооружений при одновременном увеличении несущей способности фундамента.

2. ОБЛАСТИ ПРИМЕНЕНИЯ

Применение технологии Lift Cell в сочетании с буронабивными сваями возможно в следующих областях:

1. Увеличение несущей способности свай
2. Уменьшение осадки свай
3. Осуществление испытания свай при большой глубине заложения
4. Применение для уменьшения последующих осадок за счёт выравнивания наступивших осадок.

3. ОСНОВОПОЛОГАЮЩИЕ АСПЕКТЫ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ СИСТЕМЫ СВАЯ-ГРУНТ

Возникновение высоких напряжений под пятой свай, а также сил трения по поверхности свай при глубоком заложении свай происходит как правило в том случае, если свая испытывает перемещение (осадку). Большие осадки могут привести к ограниченному использованию вплоть до полного разрушения сооружения. Неравномерные осадки могут также привести к ограниченному использованию сооружения, включая наклонное положение сооружения.

Обычно платой за уменьшение таких эффектов являлось выбор соответствующих размеров элементов основания. Такой выбор размеров может в свою очередь, особенно при необычных требованиях к осадкам, иметь значительное влияние на рациональность строительства.

Главным эффектом, достигаемым Lift Cell, является уменьшение перемещения для активации сопротивления под пятой свай или же при одинаковой нагрузке возможно значительное уменьшение осадки, а при равном критерии осадки возможно значительное увеличение несущей нагрузки.

Величина перемещения элемента глубокого заложения складывается как из естественной имеющейся жёсткости грунта, так и

из самого процесса изготовления буронабивной сваи. Во время извлечения грунта при изготовлении буронабивной сваи первоначально происходит разгрузка грунта. Это приводит к расслаблению структуры грунта, которая может принять свою первоначальную плотность или жёсткость только при повторном нагружении. К тому же грунт под подошвой сваи в процессе бурения разрыхляется, даже при тщательной зачистке забоя скважины.

Поведение связанных и не связанных грунтов в отношении осадки по своему принципу различно. У связанных грунтов зависимость величины осадки от времени играет особую роль, т.е. степень и свойства консолидации грунта наряду с жёсткостью грунта имеют огромное влияние.

В прошлом, с введением методов запресовки подошвы сваи цементным раствором была произведена первая попытка изначального исключения, или по крайней мере уменьшения происходящей осадки (Stocker, M. 1983). При этом под высоким давлением подаётся цементный раствор через инъекционные клапаны, закреплённые на уровне подошвы сваи или же поверхностные системы запресовки подошвы сваи. При этом происходит преднапряжение контактной площади между грунтом и пятой сваи. Однако успех произведённой запресовки подошвы сваи традиционными методами не мог быть чётко определённым. За счёт однократного, максимум двукратного устройства запресовки, желаемый эффект преднапряжения грунта, особенно с учётом осадки в зависимости от времени, ограничен. К тому же в легко проницаемых грунтах или полостях вдоль контактной поверхности между свай и грунтом всегда имеется возможность для возникновения утечек цементного раствора, и, как следствие, уменьшение преднапряжения.

Значительно лучшую возможность для преднапряжения грунта и подошвы сваи, и, как следствие, повышение несущей способности, или же уменьшение осадок, даёт применение системы Lift Cell. Это индивидуально изготавливаемая плоская ёмкость из высокопрочной стали, которая способна увеличиваться в объёме при нагнетании в неё жидкости под высоким давлением.

Система устроена в качестве "подъёмной подушки" и крепится к основанию арматурного каркаса. После установки арматурного

каркаса происходит бетонирование сваи. После набора бетоном сваи определённой начальной прочности производится первичное наполнение веществом (например водой) "подъёмной подушки" под давлением. За счёт увеличения в объёме "подъёмной подушки" происходит преднапряжение подошвы сваи, которое ведёт к предварительному нагружению грунта. От времени зависящие осадки а также явления ползучести компенсируются за счёт управляемой константной подачи вещества под давлением, при этом становится возможным заблаговременное исключение вышеперечисленных эффектов. После завершения преднапряжения происходит замена первичного вещества на вторичное вещество (например цементный раствор) с запресовкой до постоянного рабочего состояния.

Преднапряжение действует в данном случае в качестве косвенного испытания сваи, что означает, что каждая свая получает индикативную проверку своей несущей способности и можно уже заранее (в процессе строительства) наблюдать за поведением несущей способности сваи. За счёт этого уровень безопасности фундамента глубокого заложения существенно повышается или же становится возможным задуматься над понижением коэффициента запаса прочности. Для уравнивания различных грунтовых условий на уровне подошвы различных элементов глубокого заложения возможно регулирование нагрузкой и временем, а также давлением нагнетания с целью получения гомогенной осадки всего основания глубокого заложения.

Изначально Lift Cell применялась как "подъёмная подушка" для преднапряжения рёбер жёсткости котлована (например проект часовой завод Ролекс в г. Женева/Швейцария 2003), а также проведение испытаний буронабивных свай (например проект Ангерхоф в г. Мюнхен/Германия 2006), где себя хорошо зарекомендовала. Первоначальное применение в большом масштабе для преднапряжения грунта при устройстве буронабивных свай произошло в рамках проекта электростанция Маасвакте 3 в г. Роттердам/Нидерланды (Balian, S. et al., 2009). В одной из наиболее чувствительной к осадкам части фундамента электростанции, было изготовлено 158 штук буронабивных свай диаметром 1500мм с применением бентонитового раствора, а

затем произведено их преднапряжение при помощи технологии Lift Cell. В данном проекте за счёт применения новой технологии удалось рационально удовлетворить повышенные требования по отношению к осадкам.

На рисунке 1 показан пример графика зависимости нагрузка-осадка одного из испытаний буронабивной сваи с применением технологии Lift Cell.

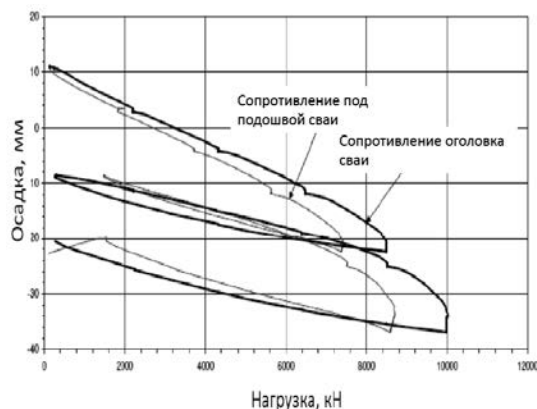


Рис. 1. График зависимости нагрузка-осадка после преднапряжения подошвы

4. ПРЕДНАПРЯЖЕНИЕ ПОДОШВЫ СВАИ

После устройства буронабивной сваи на арматурном каркасе над поверхностью земли фиксируется 1-2 - метровая линейка, в случае, когда имеется «холостое» бурение, линейка должна крепиться к вспомогательному арматурному каркасу с учётом её видимости над поверхностью земли. Для контроля за перемещением оголовка сваи используется нивелир.

Время преднапряжения подошвы сваи устанавливается для каждого проекта отдельно, в зависимости от развития прочности применяемого бетона. Для обычных свайных бетонов возможно начало преднапряжения, как правило, через 5-7 дней. Сначала должно произойти соединение инъекционной установки и гидравлической системы Lift Cell. Инъекционная установка должна удовлетворять при этом следующим требованиям:

а) Максимальное давление инъектирования до 100 бар (в зависимости от проекта возможно достижение результата и при

меньшем давлении);

в) Регулируемое подаваемое количество в единицу времени

с) Возможность измерения и способность учёта

д) Поддержание постоянного давления

Перед проведением процесса нагнетания калибровочным путём устанавливается необходимая дозировка (например литр/минута)

Нагнетание первичного вещества в Lift Cell происходит до тех пор, пока не будут выполнены следующие, утверждённые в зависимости от проекта, критерии:

а) Максимальный подъём оголовка сваи [мм]

в) Максимальный объём первичного вещества в системе Lift Cell [литр]

с) Максимальное давление согласно показаниям прибора [бар]

д) Скорость ползучести менее чем 0,1 мм в течении 5 минут

По достижению вышеуказанных критериев происходит управляемое поддержание заданного давления с одновременным учётом данных. Время, отведённое на поддержание постоянного давления, устанавливается проектом на основе испытания пробных свай или путём переноса данных из других проектов с подобными условиями, в начале проекта. Процесс нагнетания представляет собой также косвенное испытание сваи в каждом отдельном случае. Дальнейшая интерпретация поведения каждой сваи относительно подъёма оголовка, протекания, поддержания постоянного давления и т.д., может происходить на основе пробных испытаний свай, проведённых в начале проекта.

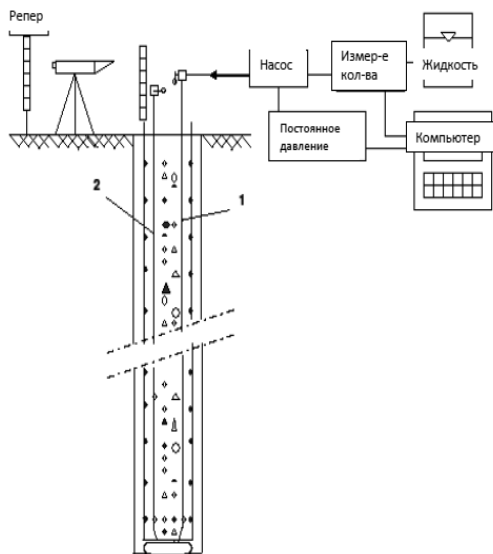


Рис. 2. Принципиальная схема проведения
преднапряжения подошвы сваи.

5. ЗАКЛЮЧИТЕЛЬНАЯ ИНЪЕКЦИЯ СИСТЕМЫ LIFT CELL

После того, как желаемое преднапряжение подошвы сваи достигнуто, в гидравлической системе Lift Cell происходит замена первичного вещества на вторичное (например цементный раствор на основе обычных портландцементов). Через подводящий шланг 1 подаётся вторичное вещество под низким давлением. В это время из отводящего шланга 2 выходит первичное вещество (Рис. 3). Окончание процесса замены происходит тогда, когда из шланга номер 2 выходит только чистое вторичное вещество.

После завершения процесса замены жидкостей закрывается кран шланга номер 2 и дозировочный миксер нагнетает своим насосом заданное давление, после чего происходит закрытие шланга номер 1. Преднапряжение подошвы сваи закончено.

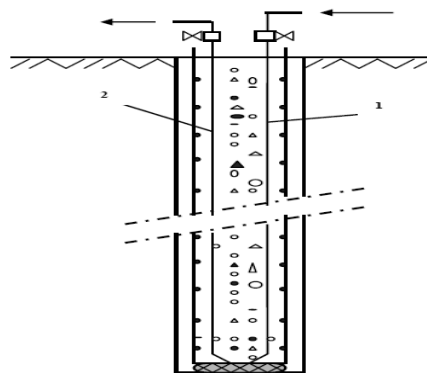


Рис. 3. Схема проведения заключительной инъекции системы Lift Cell

6. ПРИМЕНЕНИЕ ТЕХНОЛОГИИ LIFT CELL ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ СВАЙ

Ещё одной областью применения технологии Lift Cell является непосредственное испытание буронабивных свай.

Для проведения испытания буронабивных свай с целью определения предельного сопротивления грунта под подошвой сваи система Lift Cell комбинируется с гидравлическими «подушками» измерения давления.

«Подушка» для измерения давления калибруется предварительно под прессом и встраивается в заводском исполнении в систему Lift Cell. Корпус выше указанной системы полностью обшивается и данный модуль крепится к основанию арматурного каркаса.

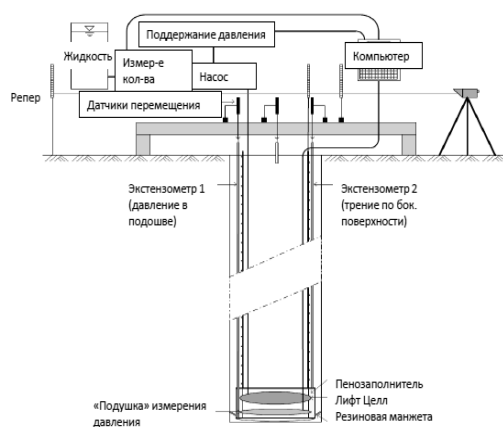


Рис. 4. Схема проведения испытания буронабивной сваи системой Lift Cell

Чтобы при испытании избежать выход давления за пределы кольцевого пространства измерительных «подушек» и т.о. результат измерений мог бы являться неверным, на «подушке» устанавливается резиновая манжета.

В верхней и нижней частях системы Lift Cell, размещаются продольные экстензометры, которые определяют параметры движения тела сваи по направлению вверх, а также смещение подножия сваи с помощью подушек измерения давления по направлению вниз.

6.1. Испытание сваи нагрузкой

После того, как бетон достигнет минимальной прочности, требующейся для испытания сваи, можно приступать к проведению испытания. Опыт показывает, что для того, чтобы получить надёжные показатели трения по боковой поверхности сваи, особенно в связных грунтах, необходимо дать бетону не менее 3 недель для твердения.

Испытание протекает следующим образом: подошва сваи испытывает нагружение от системы Lift Cell, которая под давлением первичного вещества надувается и активирует предельное давление по направлению вниз, а также в равной степени реактивную силу в стволе сваи, которая в свою очередь активирует силу трения по боковой поверхности сваи.

Поддержание постоянной стабильной нагрузки на каждой отдельной ступени нагружения осуществляется через поддержание давления в системе Lift Cell. Вплоть до затухания деформаций ползучести до определённого значения будет подаваться первичное вещество под постоянным давлением, а для дополнительного контроля его количество может измеряться.

6.2. Программа нагружений

Программа нагружений зависит от действующих местных нормативных и технических требований, или же от особенностей и требований конкретного проекта. Цикл нагружений должен происходить ступенчато.

Наблюдения на отдельных ступенях нагружений происходят до тех пор, пока скорость деформации не уменьшится до 0,1 мм в течение 5 минут.

Оценка скорости деформации происходит на основании информации, поступающей от электронного датчика, который фиксируется между верхней и нижней оболочкой системы Lift Cell.

Испытание считается законченным, если как минимум один из ниже перечисленных критериев будет выполнен:

- а) Достигнута расчётная максимальная нагрузка.
- в) Достигнуто максимальное перемещение системы Lift Cell (100 мм).
- с) Перемещение ствола сваи (измеренное по оголовку сваи) превышает расчётные значения
- д) Превышено предельное значение сжатия нижнего конца сваи
- е) Превышено предельное значение трения по боковой поверхности сваи.

6.3. Техника измерения

Перемещение верхнего края системы Lift Cell измеряется тремя по периметру расположенными и выходящими на поверхность земли экстензометрами. Экстензометрические штанги проходят через стальные трубки диаметром 0,5 дюйма, по ним определяется перемещение ствола сваи.

Перемещения нижнего края системы Lift Cell также измеряется тремя экстензометрами, расположенными по периметру. От них поступают сигналы о перемещении подошвы сваи вниз.

В пределах системы Lift Cell располагаются 3 электронных датчика перемещений, которые измеряют путь, проделанный при расширении системы. Этими датчиками измеряются скорость деформации или же ползучести ствола сваи.

Перемещения экстензометров измеряются электрическими датчиками перемещений, которые располагаются на измерительном мостике, расположенном над оголовком сваи.

Вертикальные перемещения оголовка сваи и измерительного мостика контролируются в свою очередь нивелиром.

Давление в измерительной подушке а также в системе Lift Cell измеряется электронным датчиком давления. Измерительная подушка и датчики давления должны пройти предварительную калибровку. Калибровка «подушки» проводится на специальном калибровочном стенде.

При необходимости получения информации по силам трения, возникающим по боковой поверхности свай, на арматурном каркасе могут монтироваться тензометры.

Все данные оценки испытаний поступают в компьютер, который анализирует информацию и даёт заключение в режиме онлайн.

6.4. Представление результатов

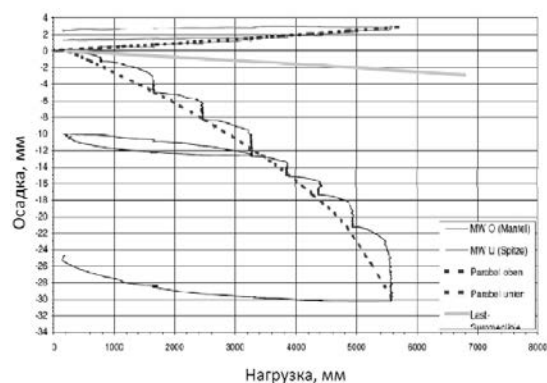


Рис. 5. Диаграмма нагрузка-осадка, разделённая на напряжение под подошвой свай и напряжение сопротивления по боковой поверхности свай. (Körber, G., Laurer, R. 2007)

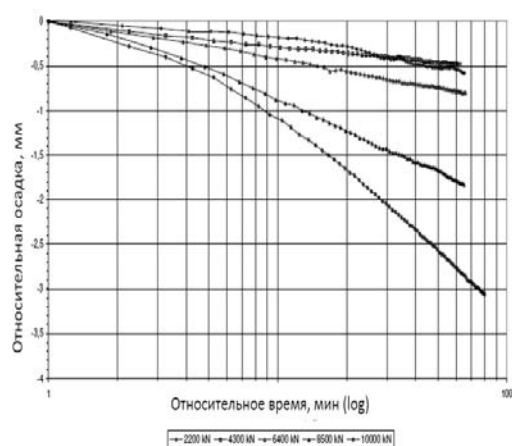


Рис. 6. Диаграмма нагрузка-осадка во времени (Körber, G., Laurer, R. 2007)

7. ЛИТЕРАТУРА

Balian, S., Gollub, P. et al.: End bearing bored piles in Sand stiffened by Grouted Base Cells, in Ground Engineering March 2009
Körber, G., Laurer, R.: Pfahlbelastungsversuche mit

Hubkissen - ein System mit erheblichen Einsparpotential, Piling Symposium Technical University Braunschweig 2007

Stocker, M: Comparison of bearing capacity of different constructed piles; Foundation Conference, Mainz 1980

Stocker, M The influence of post grouting on the load bearing capacity of bored piles / Proc. 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki 1983

Stocker, M., Troughton V. M. (Westpile Ltd.): Base and shaft grouted piles; 1996

Возможности регулирования и перераспределения усилий в элементах свайно-плитных фундаментов высотных зданий

М.Б. Мариничев, К.Ш. Шадунц, А.Ю. Маршалка

Кубанский государственный аграрный университет, Краснодар, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье рассмотрены пути снижения и распределения нагрузок, действующих в элементах свайно-плитных фундаментов высотных зданий, расположенных в сейсмических районах. Целью исследований является снижение и перераспределение усилий в элементах свайно-плитных фундаментов высотных зданий. Среди методов рассматривается изменение формы фундаментной конструкции, расстановка свай в плане, включение в работу при восприятии сейсмических нагрузок стилобатных частей здания, а также новые изобретения в области реализации свайно-плитных фундаментов

1. ВВЕДЕНИЕ

Свайно-плитные конструкции – хорошо известные решения для устройства фундаментов высотных зданий в сложных инженерно-геологических условиях, а также на территориях с возможностью развития карстовых процессов. Такие фундаменты (КСПФ) демонстрируют высокую несущую способность и имеют преимущества перед традиционными свайными решениями в расходе материала и сроках строительства. Однако современные объемно-планировочные решения зданий, возросшая этажность, наличие осложняющих инженерно-геологических факторов, высокая сейсмичность заставляют искать новые рациональные формы свайно-плитных фундаментов.

2. КСПФ НА СЖИМАЕМЫХ ГРУНТАХ

В соответствии с рекомендациями российских норм, длину буронабивных свай при их диаметре от 0,8 до 1,2 м и расстоянии между осями свай $5d-7d$ и более принимают от $0,5b$ до b , где b – ширина фундамента. При расчетах осадок таких фундаментов, рассматривая совместно жесткость свай и плиты, приблизительно принимают, что на сваи передается 85% общей нагрузки на фундамент, на плиту 15%.

Проведенные различными исследователями лабораторные опыты, компьютерное моделирование, а также натурные наблюде-

ния (Randolph 1983, Cooke 1986, Katzenbach et al. 2000, Poulos 2001) показывают, что при заданном расположении свай в составе фундамента и определенной конструкции фундаментной плиты можно добиться другого соотношения в распределении напряжений, воспринимаемых соответственно сваями и плитой.

Ниже описаны предлагаемые и исследованные методы, дающие возможность регулирования и перераспределения усилий в элементах свайно-плитных фундаментов высотных зданий.

3. РЕГУЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КСПФ

Для увеличения доли нагрузки, приходящейся на плиту, необходимо обеспечить плите возможность получить на начальном этапе развития осадок большую величину перемещения. Это возможно, если взаимодействие плиты и свай начнется после того, как плита претерпит определенную осадку.

3.1. КСПФ с применением различных видов свай

Такой результат может быть достигнут, если в свайно-плитном фундаменте предусматриваются сваи разной длины, из которых основные – длинные сваи – расположены непосредственно под несущими элементами

здания и включаются в восприятие усилий после того, как фундаментная плита получит определенную долю осадки (Рис.1.).

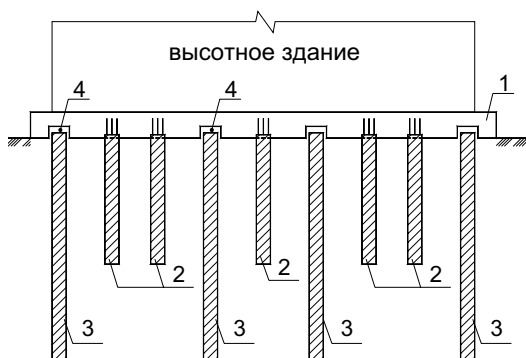


Рис. 1. Начальный этап развития деформаций – осадка плиты с короткими, жестко заделанными сваями: 1 – фундаментная плита; 2 – короткие сваи, жестко заделанные в плиту; 3 – длинные сваи, отделенные от плиты расчетным зазором 4

Дополнительные – более короткие сваи – размещаются между основными и жестко объединяются с плитой. Длинные сваи отделяются выполненными в теле плиты-ростверка нишами, между верхней гранью которых и головами длинных свай оставляют зазоры, равные расчетной доле от полной осадки, допустимой для строящегося сооружения. За счет первичной осадки плиты с короткими сваями происходит изменение деформационных характеристик грунта основания. После того, как в работу включаются более длинные сваи, плита уже несет существенную долю нагрузки от здания (Рис.2.).



Рис. 2. Конечный этап развития деформаций – вовлечение длинных свай в работу свайно-плитного фундамента

При таком подходе на плиту удается передавать до 50% нагрузки от здания, что позволяет существенно сократить расход на возведение фундамента.

Этот метод был применен при разработке проектов фундаментов крупных нефтяных резервуаров на территории Краснодарского края.

3.2. Сочетание различных форм фундаментной конструкции

При включении в работу элементов КСПФ с учетом очередности возведения здания удается добиться уменьшения числа свай и снизить расчетные осадки.

Предлагаемый способ выполнения КСПФ на основе сочетания различных форм фундаментной конструкции включает устройство свайного поля и плиты-ростверка, где сваи погружают по периметру фундамента, а плиту-ростверк выполняют из двух частей – внешней, имеющей уступы сверху, сразу опирающейся на сваи, и внутренней – с уступами снизу, которая опирается на внешнюю часть плиты. При этом после достижения расчетной осадки внешней и внутреннюю части плиты-ростверка жестко объединяют, обеспечивая совместную работу свайно-плитного фундамента.

Технический результат заключается в том, что при устройстве комбинированных свайно-плитных фундаментов (КСПФ) сваи погружаются только по периметру фундамента и создают огражденное пространство, чтобы при перемещении внутренней плиты-ростверка не происходило расширение грунта в стороны. За счет этого деформационные характеристики грунта в огороженной части повышаются. И главное, удается в полной мере использовать несущую способность фундаментной плиты, которая работает без включения свай до достижения 50-70% от расчетной осадки всего сооружения.

Сущность метода поясняется на Рис.5, где в верхней части представлен план фундамента, возводимого на первом этапе строительства, с показом заштрихованного контура проектируемого здания. Ниже показано сечение свайно-плитного фундамента с частью надземной конструкции, где поясняется этапность вовлечения отдельных частей фундамента в работу системы.

Последовательность способа осуществляется следующим образом: сначала подго-

тавливают поверхность грунта для устройства отдельных частей свайно-плитного фундамента. Затем по периметру фундамента погружают сваи и возводят внешнюю часть плиты-ростверка, имеющую выступы кверху. После этого на подготовленной поверхности грунта возводят внутреннюю часть плиты комбинированного свайно-плитного фундамента с уступами книзу, которая в период строительства должна претерпеть осадку, равную не менее $\frac{1}{2}$ осадки от допустимого значения для возводимого типа здания (в соответствии с требованиями СП 50-101-2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений»), объединившись при этом в процессе развития осадки с уступами внешней части плиты. После этого работает комбинированный свайно-плитный фундамент.

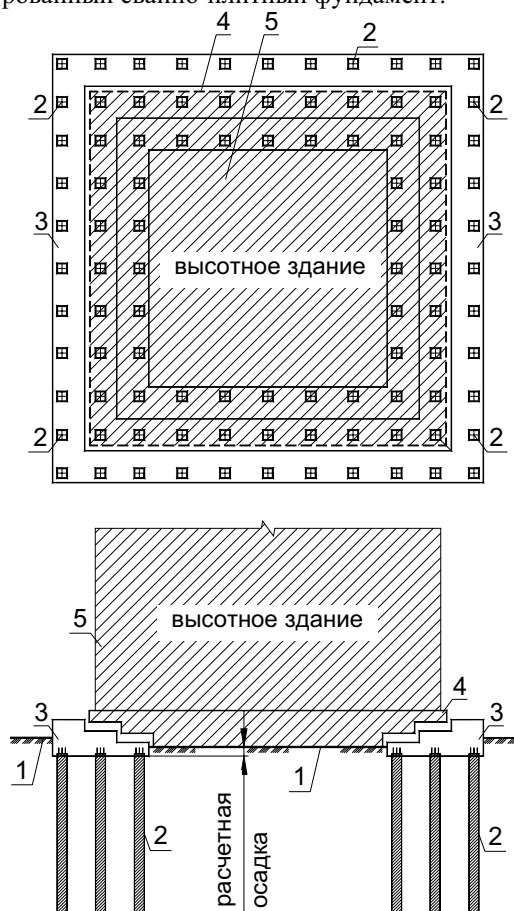


Рис. 5. Схема выполнения свайно-плитного фундамента: 1 – подготовленная поверхность грунта; 2 – периметральные сваи, объединенные плитой-ростверком 3; 4 – фундаментная плита с проектной конфигурацией; 5 – высотное здание

При достижении в процессе строительства внутренней частью плиты осадки необходимо произвести объединение внешней и внутренней частей плиты-ростверка для обеспечения совместной работы конструкции. Узел стыкуемых плит может иметь как уступчатую форму, так и наклонные грани. Выбор стыка зависит от возможностей установки и последующего извлечения опалубочной системы между плитами.

Грунт, находящийся внутри свайного контура, будет иметь измененные деформационные характеристики, что позволяет снизить осадку единой свайно-плитной конструкции и как следствие уменьшить вертикальные перемещения всего возводимого сооружения.

3.3. Вовлечение в работу фундамента стилобатных частей здания

В определенных случаях рациональное соотношение в распределении усилий между элементами свайно-плитного фундамента не является решением поставленной задачи по обеспечению надежности здания. Это часто связано с тем, что усилия, равномерно распределенные между сваями, оказываются выше несущей способности свай при условии, что их количество уже не может быть увеличено в связи с точечным расположением здания в плане, а также с неэффективностью работы свайно-плитного фундамента в случае уменьшения расстояния между сваями или при увеличении их диаметра.

При проектировании комплексов высотных зданий на крутых склонах часто приходится разбивать проектируемый комплекс на отдельные разноэтажные блоки с разной глубиной заложения подошвы фундамента. Блоки работают отдельно друг от друга при восприятии внешних воздействий. Однако решение по снижению нагрузок на свайно-плитный фундамент высотной части может быть найдено за счет вовлечения в работу фундамента стилобатных частей проектируемого комплекса. Стыки между смежными блоками предусматриваются шарнирными – только для передачи горизонтальных усилий.

Как показал наш опыт реализации высотных зданий в сейсмических районах, такой подход помогает снизить не только значения горизонтальных нагрузок в свайно-плитном фундаменте, но и позволяет обес-

печить большую устойчивость склона при развитии оползневых процессов. На работу свайно-плитного фундамента влияет форма фундаментной плиты. В результате расчетов установлено, что правильно подобранная форма фундаментной плиты по отношению к кровле коренных пород позволяет выровнять жесткость системы и добиться равномерного распределения усилий в элементах свайно-плитного фундамента (Рис.7.).

Отдельный этап компьютерного моделирования посвящен возможности вовлечения стилобатных частей проектируемого комплекса в работу высотных частей при восприятии значительных горизонтальных усилий, возникающих при сейсмических воздействиях и пульсациях ветра. Стилобатные части обладают большой пространственной жесткостью и функционально связа-

ны с основным многоэтажным объемом. Правильно расставленные связи между соседними блоками существенно снижают горизонтальные нагрузки на крайние сваи высотной части, что значительно упрощает расстановку свай в пределах КСПФ с точки зрения восприятия сейсмических нагрузок.

4. ПРАКТИЧЕСКАЯ РЕАЛИЗАЦИЯ

Реализацию подходов по вовлечению стилобата в работу высотных частей можно продемонстрировать на примере двух высотных зданий, возведенных в г.Сочи в период с 2006 по 2009 годы.

Оба здания расположены на участках с высокой сейсмичностью на крутом склоне с риском оползневых процессов.

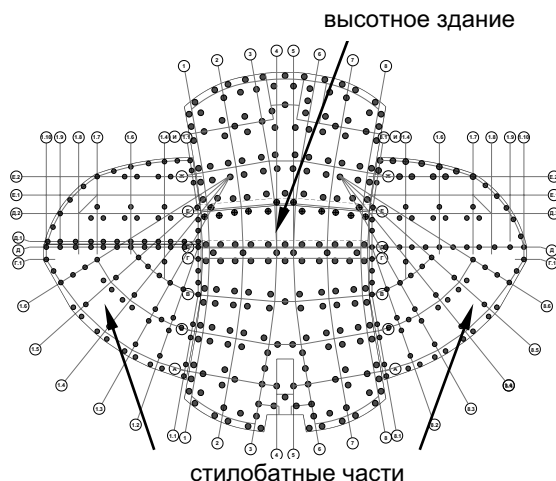


Рис. 6. Высотное здание на оползневом склоне в Сочи – общий вид комплекса и совмещенная схема свайно-плитных фундаментов высотной и стилобатной частей комплекса

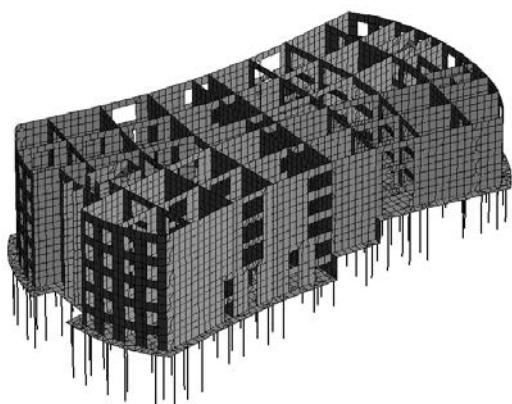


Рис. 7. Фрагмент расчетной схемы высотного здания с выделением заглубленной части, расположенной в соответствии с формой рельефа, а также общий вид строительной площадки в период возведения КСПФ.

Строительство комплекса, представленного на Рис.6,7, завершено в 2009 году. На начальном этапе была возведена высотная 22-х этажная часть. Далее выполнялись стилобатные части, которые были включены в работу высотного блока. В связи с крутым падением рельефа и сопутствующими этому обстоятельству геотехническими сложностями, свайно-плитный фундамент был рассчитан с учетом формы рельефа. Величины перепадов в плитной части были подобраны так, чтобы исключить возможность концентрации больших напряжений. Уступчатая форма фундамента позволила избежать большого заглубления и дополнительных соответствующих затрат на инженерную защиту котлована.

Ниже, на Рис.8. иллюстрируется дру-

гое 22-х этажное здание, где была рассмотрена комплексная задача при конструировании свайно-плитного фундамента. С одной стороны, необходимо было решить вопрос вертикальных деформаций и взаимного влияния блок-секций друг на друга; с другой стороны, обеспечить достаточную несущую способность фундамента при восприятии горизонтальных сейсмических нагрузок. Снижение горизонтальных нагрузок на сваи до допустимых значений удалось обеспечить после включения высотных и стилобатных блоков в совместную работу. Конструктивное объединение было выполнено в уровне дисков перекрытий при рассчитанной жесткости стыка.

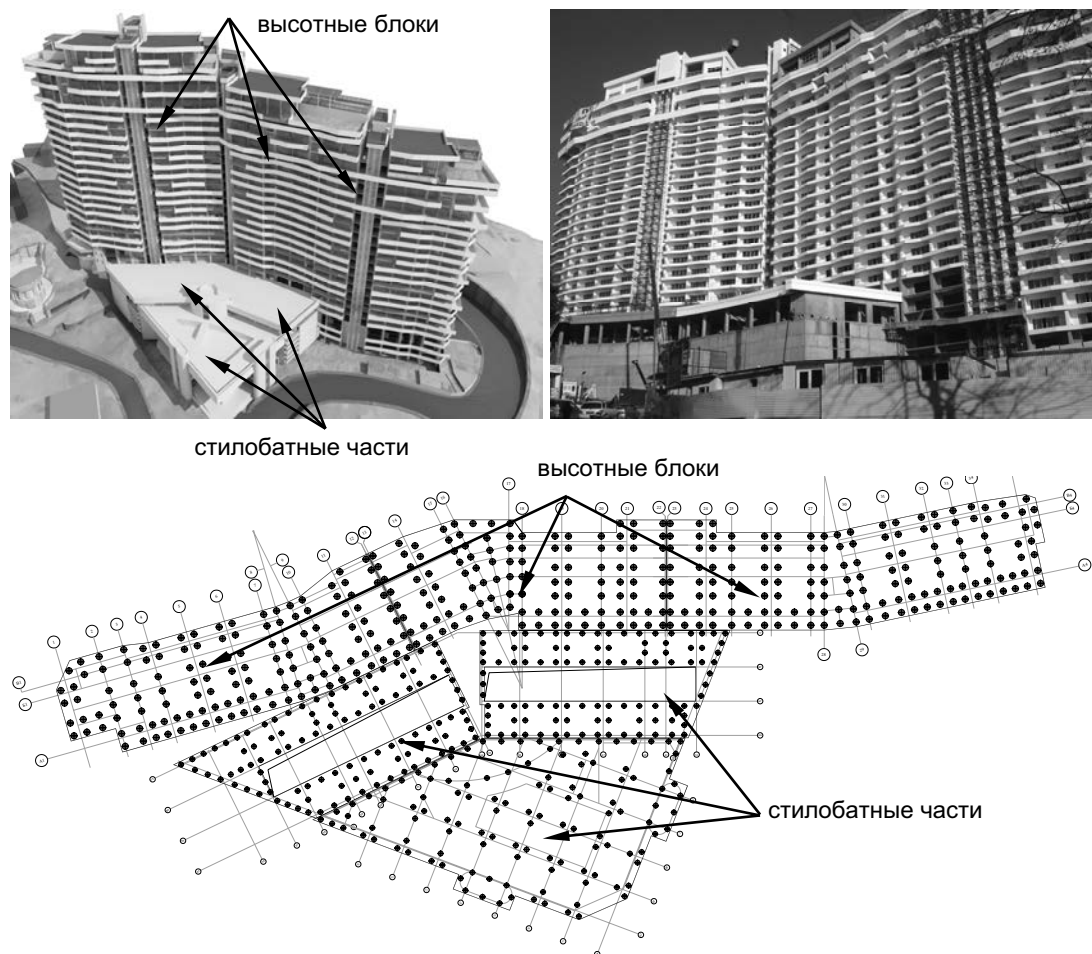


Рис. 8. Многосекционное высотное здание в Сочи: на фотографии завершающий этап строительства, а также проектная компоновка отдельных свайно-плитных фундаментов высотных и стилобатных частей комплекса в плане

В результате предложенного распределения свай в плане с учетом вовлечения в работу стилобатных частей удалось добиться равномерного распределения усилий и перемещений во всех элементах конструкций и фундаментов.

Достоверность данных, полученных на основании компьютерного моделирования, была подтверждена результатами геотехнического мониторинга, проведенного в процессе возведения зданий и после завершения строительного периода.

5. ЛИТЕРАТУРА

- Шадунц К.Ш., Мариничев М.Б., Демченко В.А., 2007. Способ строительства свайно-плитных фундаментов в сейсмических районах. *Описание изобретения к патенту РФ*, №2300604 Б.И. №16
- Cooke, R.W., 1986. *Piled raft foundations on stiff clays – a contribution to design philosophy*. *Geotechnique* 36, No.2, pp.169-203
- Katzenbach, R., Arslan, U., Moormann, Chr., 2000. Piled raft foundation projects in Germany. *Design Applications of Raft Foundations*, Ed. by J.A. Hemsley, Thomas Telford Ltd., pp.323-391
- Katzenbach, R., Moormann, Chr., 2001. Recommendations for the design and construction of piled rafts. *Proceedings of the fifteenth international Conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, Volume 2, XVth ICSMGE, Istanbul
- Marinichev, M., 2009. Research of the methods to reduce the lateral forces in CPRF of the high-rise buildings in seismic regions with a risk of landslides. *Proceedings of the International Conference on deep foundations – CPRF and energy piles*, Frankfurt am Main, Germany
- Poulos, H.G., 2001. Piled-raft foundation: design and applications. *Geotechnique* 51, No.2, p.95-113
- Randolph, M.F., 1983. Design of piled raft foundations. *Proceedings of the International symposium on recent developments in laboratory and field tests and analysis of geotechnical problems*, Bangkok, pp.525-527
- Randolph, M.F., 1994. Design method for pile groups and pile rafts. *Proceedings of the twelve international Conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, Volume 5, XII ICSMGE, New Delhi, pp. 61-82
- Russo, G., Viggiani, C., 1998. Factors controlling soil-structure interaction for piled rafts. *International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering*, 8./9. October, Darmstadt Geotechnics, No.4

Прочность и деформируемость оснований при строительстве на водонасыщенных грунтах

В.А. Миронов, О.Е. Софьин

Тверской государственный технический университете, г. Тверь, Российская Федерация

АННОТАЦИЯ: Проведено численное моделирование взаимодействия жесткого штампа с водонасыщенным основанием с учетом пластического деформирования грунта. Показано, что напряженно-деформированное состояние и несущая способность водонасыщенного основания существенно зависит от возникающего в грунте порового давления.

В связи с расширением высотного строительства в сложных инженерно-геологических условиях все большее значение приобретает проблема оценки несущей способности оснований.

Прогнозирование напряженно-деформированного состояния оснований высотных зданий и сооружений, возводимых на относительно слабых глинистых грунтах, должно осуществляться как на этапе их проектирования, так и этапах строительства и эксплуатации. Достоверность такого прогноза обуславливается учетом реологических свойств грунтов.

В соответствии с нормами проектирования оценка несущей способности водонасыщенных оснований должна производиться с учетом возможного нестабилизированного состояния грунтов. Возникающее при нагружении основания поровое давление, снижает трение в грунте, способствуя переходу основания в предельное по прочности состояние. Величина порового давления зависит от темпа строительства, последовательности приложения нагрузок и фильтрационных характеристик грунтов. Учет указанных факторов позволяет обеспечить надежность сооружений, с одной стороны, и экономичность их возведения, с другой.

В предлагаемой работе исследовалось напряженно-деформированное состояние водонасыщенного грунтового основания в нестабилизированном состоянии при нагру-

жении жестким штампом.

Механическое поведение грунта описывалось математической моделью, построенной в рамках теории пластического течения с упрочнением.

Согласно используемой модели, полная деформация грунта складывается из упругой и пластической частей:

$$\left. \begin{aligned} d\varepsilon &= d\varepsilon^e + d\varepsilon^p; \\ d\gamma_{\text{окт}} &= d\gamma_{\text{окт}}^e + d\gamma_{\text{окт}}^p, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где $d\varepsilon = d\varepsilon_1 d\varepsilon_2 + d\varepsilon_3$ – приращение объемной деформации; $d\gamma_{\text{окт}} = 2/3((d\varepsilon_1 - d\varepsilon_2)^2 + (d\varepsilon_2 - d\varepsilon_3)^2 + (d\varepsilon_3 - d\varepsilon_1)^2)^{1/2}$ – приращение деформации сдвига на октаэдрической площадке.

Упругая деформация удовлетворяет закону Гука

$$d\varepsilon^e = \frac{3(1-2\nu)}{E} dp; \quad d\gamma_{\text{окт}}^e = \frac{2(1+\nu)}{E} dq, \quad (2)$$

где E – модуль упругости; ν – коэффициент Пуассона; $dp = 1/3(d\sigma_1 + d\sigma_2 + d\sigma_3)$, $dq = 1/3 \times ((d\sigma_1 - d\sigma_2)^2 + (d\sigma_2 - d\sigma_3)^2 + (d\sigma_3 - d\sigma_1)^2)^{1/2}$ – приращения нормального и касательного напряжений на октаэдрической площадке.

Соотношения для пластической деформации выводятся из ассоциированного закона течения:

$$d\varepsilon^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial p}; \quad d\gamma_{\text{окт}}^p = \frac{2}{3} d\lambda \frac{\partial f}{\partial q} = d\lambda \frac{1}{\Lambda} \frac{\partial f}{\partial p}, \quad (3)$$

где $\Lambda = d\epsilon^p/d\gamma_{\text{окт}}^p$ – коэффициент дилатансии; f – пластический потенциал.

Поверхность нагружения модели, являющаяся одновременно поверхностью пластического потенциала, определяется уравнением (Федоровский, 1987; Миронов и Софьин, 2009)

$$f(p, q, p_0) = q^2 - N^2 p^2 \left[1 - \left(\frac{p}{p_0} \right)^\beta \right] = 0, \quad (4)$$

где $q = 1/3((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)^{1/2}$, $p = 1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ – касательное и нормальное напряжения на октаэдрической площадке; p_0 – давление предварительного уплотнения; $N = (a/(b-1))^{1/2}$, $\beta = 2(b-1)$ – параметры модели, определяемые через постоянные a и b дилатансионного соотношения

$$\Lambda = \frac{3}{2} \left(\frac{a}{\eta} - b\eta \right). \quad (5)$$

Здесь η – коэффициент трения. При $p = 0$ коэффициент трения $\eta_{\max} = N$. В критическом состоянии грунта, реализуемом при давлении $p_c = p_0 b^{-1/(2(b-1))}$, $\eta_c = M = (a/b)^{1/2}$.

За параметр упрочнения грунта выбирается пластическая деформация объема ϵ^p , определяемая величиной гидростатического давления p . Зависимость $\epsilon^p - p$ принимается в виде (Федоровский, 1987):

$$\epsilon^p = \frac{C}{1 - \alpha} p^{1-\alpha}, \quad (6)$$

где α , C – параметры модели.

Решение краевой задачи проводилось в пространственной постановке методом конечных элементов.

Изменение напряженно-деформированного состояния водонасыщенного основания определяется на основе совместного решения уравнения равновесия системы элементов и уравнения сплошности потоков в ней, которые для n -го шага по времени записываются в виде (Зарецкий и Орехов, 1983; Шашкин и Шашкин, 2005):

$$\begin{bmatrix} [K] & [C] \\ [C]^T & -\Delta t[K_\phi] - [E] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \delta \\ \{p^w(t_n)\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta f + [C]^T \{p^w(t_{n-1})\} \\ -[E] \{p^w(t_{n-1})\} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

где $[K]$ – матрица жесткости системы; $[C]$ –

«стыковочная» матрица между деформационной и фильтрационной частями задачи; $[K_f]$ – фильтрационная матрица системы; $[E]$ – матрица сжимаемости поровой жидкости, зависящая от модуля ее объемной деформации и пористости грунта; $\{\Delta \delta\}$ – приращения перемещений; $\{p^w\}$ – поровое давление; $\{\Delta f\}$ – приращение внешней нагрузки.

Решение полной системы уравнений (7) проводится шаговым методом по времени в неявном виде с учетом граничных условий. Алгоритм, использующий соотношения теории течения с упрочнением, строится на каждом шаге на основе итерационного процесса метода начальных напряжений (Миронов и др., 2008).

На каждом шаге, определяются упругие напряжения в каждом элементе. Полученные напряжения прибавляются к накопленным на предыдущем шаге напряжениям в данном элементе и вычисляются главные суммарные напряжения, которые сравниваются с границами поверхности нагружения.

Если действующие напряжения не выходят за пределы поверхности нагружения, ограничивающей зону I (рис. 1), то деформации грунта являются упругими и напряжения не корректируются. Если точка заданных напряжений находится за пределами поверхности нагружения в зоне II, то теоретическая точка лежит на пересечении прямой $M_{II}M_{II}^T$ с поверхностью нагружения.

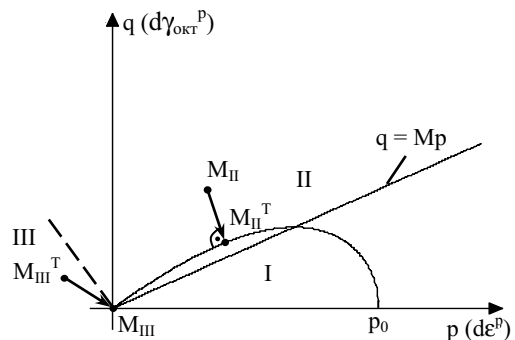


Рис. 1. Определение теоретических напряжений

Направление прямой $M_{II}M_{II}^T$ в пространстве новых напряжений определяется законом пластического течения

$$\frac{2}{3} \Lambda (1 + \nu) (q^c - q) - (1 - 2\nu) (p^c - p) = 0. \quad (8)$$

Совместное решение уравнений (4) и (8) методом Ньютона позволяет получить координаты точки M_{II}^T – теоретические напряжения q и p . Главные напряжения находятся по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= p + \frac{3 - \mu_\sigma}{\sqrt{2(3 + \mu_\sigma^2)}} q; \\ \sigma_2 &= p + \frac{2\mu_\sigma}{\sqrt{2(3 + \mu_\sigma^2)}} q; \\ \sigma_3 &= p - \frac{3 + \mu_\sigma}{\sqrt{2(3 + \mu_\sigma^2)}} q, \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

где $\mu_\sigma = (2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$ – параметр вида напряженного состояния.

Давление p_0 определяется величиной объемной пластической деформации, полученной на предыдущей итерации.

Если точка заданных напряжений находится в зоне III, то элемент среды будет разрушен по трем направлениям, т.е. $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$.

Разница между суммарными и теоретическими напряжениями принимается за начальные напряжения.

На основе разработанного алгоритма составлена вычислительная программа для ЭВМ.

Расчет процесса деформирования грунтового водонасыщенного основания выполнен для случая его заглубления жестким заглубленным квадратным штампом со стороны 1 м.

Размеры расчетной области фундамент-основание приняты $8 \times 8 \times 4$ м. Вследствие осевой симметрии задачи рассматривалась только ее одна четвертая часть, разбитая на конечные элементы – тетраэдры.

Граничные условия задавались в виде сил, перемещений и поровых давлений. На боковых границах обеспечивалось закрепление узлов в горизонтальном направлении, на нижней границе – в трех направлениях. Боковые и нижняя границы принимались водонепроницаемыми, верхняя – фильтрующей. Внешняя нагрузка на фундамент моделировалась узловыми силами.

Грунт основания имел характеристики: удельный вес $\gamma = 20,0$ кН/м³; модуль деформации $E = 6,0$ МПа; коэффициент Пуассона $\nu = 0,42$; коэффициент пористости $n = 1,2$; модуль объемной сжимаемости поровой жидкости $K = 2 \cdot 10^3$ МПа; коэффициент

фильтрации $k_f = 1,0 \cdot 10^{-4}$ м/сут; параметры $A = 0,33$ $B = 1,667$; $C = 0,071$; $\alpha = 0,66$.

Пригрузка штампа моделировалась водопроницаемым слоем грунта толщиной 0,5 м с уменьшенным на три порядка модулем деформации.

На первом шаге численного решения рассматривалось напряженное состояние от собственного веса грунта, по которому определялась начальная поверхность нагружения. На следующих шагах производилось ступенчатое нагружение штампа вертикальной нагрузкой со скоростью 0,05 МПа/сут (быстрое нагружение) до исчерпания основанием несущей способности.

Результаты расчета в виде графика зависимости осадки штампа S от нагрузки Q представлены на рис. 2. Там же для сравнения приведен график, соответствующий медленному нагружению, при котором поровое давление пренебрежимо мало. Видно, что зависимости имеют нелинейный характер во всем диапазоне нагрузок.

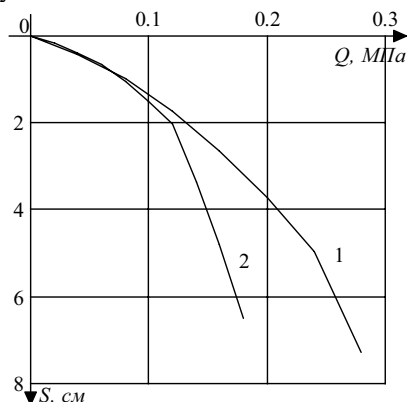


Рис. 2. Зависимость осадки штампа от нагрузки
1 – медленное нагружение;
2 – быстрое нагружение

При быстром нагружении предельная нагрузка на основание существенно ниже. Это объясняется тем, что возникающее в результате уплотнения грунта поровое давление не успевает рассеяться за время нагружения. Часть сжимающих напряжений воспринимается поровой жидкостью, при этом скелет грунта разгружается. Сдвигающие же напряжения полностью воспринимаются скелетом. В результате грунт переходит в предельное состояние. Развитие в основании зон пластических деформаций приводит к дополнительным осадкам и снижению

несущей способности.

Предельная нагрузка, соответствующая исчерпанию несущей способности основания, составила 0,18 МПа, что в 1,55 раза меньше, чем при медленном нагружении. В расчетах осадка штампа по достижению максимальной нагрузки прогрессирующе увеличивалась, а итерационный процесс расходился.

Наибольшее поровое давление возникает под центром штампа на глубине 0,5 м от подошвы. С ростом нагрузки поровое давление увеличивается и при $Q = 0,18$ МПа его максимальное значение составляет порядка 0,07 МПа (рис. 3).

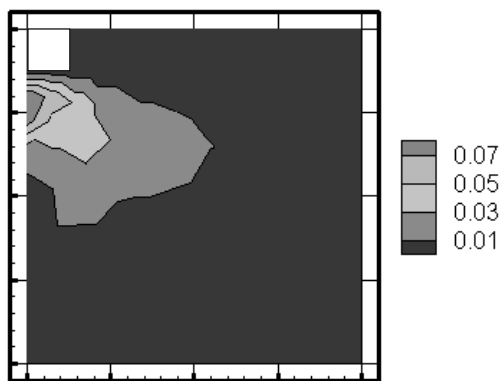


Рис. 3. Распределение порового давления p^w (МПа) в основании при нагрузке на штамп $Q = 0,18$ МПа

На рис. 4 представлены изолинии объемной пластической деформации при максимальной нагрузке на штамп $Q = 0,18$ МПа.

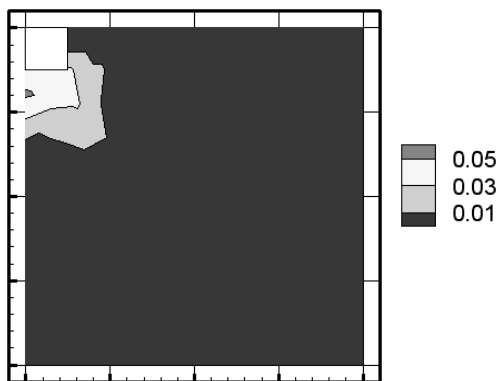


Рис. 4. Изолинии объемной пластической деформации ϵ^p в основании при $Q = 0,18$ МПа

В процессе нагружения водонасыщенного основания пластическая деформация

возникает под всей подошвой штампа. Наибольшее необратимое уплотнение 0,05 наблюдается под центром штампа на глубине 0,3 м, а уплотненное ядро под штампом не образуется.

Выводы.

Результаты численного расчета показали:

1. Прогнозирование напряженно-деформированного состояния и несущей способности оснований высотных зданий и сооружений должно производиться на основе учета реологических свойств грунтов.

2. Напряженно-деформированное состояние и несущая способность водонасыщенного основания существенно зависит от скорости нагружения, приводящее к значительному росту порового давления.

3. При быстром режиме нагружения осадка штампа больше, чем при нагружении с меньшей скоростью для одного и того же уровня нагрузки, вследствие интенсивного развития пластической деформации.

3. Несущая способность грунтового основания с увеличением скорости нагружения снижается.

4. Полученные по предлагаемой модели грунта результаты, соответствуют закономерностям поведения водонасыщенных грунтов, наблюдаемых в опыте.

ЛИТЕРАТУРА

- Зарецкий, Ю.К., Орехов, В.В. 1983. Напряженно-деформированное состояние грунтового основания под действием жесткого фундамента. *Основания, фундаменты и механика грунтов*. № 6. С. 21-24.
- Федоровский, В.Г. 1987. Некоторые возможности построения моделей грунтов на основе концепции критического состояния. *Современные проблемы нелинейной механики грунтов*. С. 55-68.
- Шашкин, А.Г., Шашкин, К.Г. 2005. Упруго-вязкопластическая модель структурно-неустойчивого глинистого грунта. *Реконструкция городов и геотехническое строительство*. № 9. С. 221-228.
- Миронов, В.А., Софьин, О.Е., Гудий, А.Н. 2008. Пластическое течение грунтового основания. *Основания, фундаменты и механика грунтов*. № 4. С. 2-7.
- Миронов, В.А., Софьин, О.Е. 2009. Построение модели грунтов на основе концепции критических состояний. *Вестник Отделения строительных наук*. Т. 1. Вып.13. С. 215-221.

Несущая способность плитно-свайных фундаментов с учетом совместного деформирования с грунтовым массивом.

И.Т. Мирсаяпов, Д.А. Артемьев
КазГАСУ, Казань, Россия

АННОТАЦИЯ: В настоящее время, при строительстве массивных многоэтажных и высотных зданий, устройство обычного плитного фундамента может оказаться невозможным из-за недопустимых деформаций основания. С другой стороны проектирование согласно СНиП с применением обычных свайных ростверков часто становится нерациональным из-за необходимости применения очень длинных свай стоек или большого количества свай трения. При этом остро встает вопрос о необходимости учета взаимодействия между элементами комбинированного свайно-плитного фундамента и грунтом.

1. ВВЕДЕНИЕ

Исследованием работы плитно-свайных фундаментов посвящено достаточно большое количество работ, эти исследования в основном устанавливают основные закономерности и особенности работы плитно-свайных фундаментов под нагрузкой, однако особенности совместного деформирования всей системы «свай-плитный ростверк-межсвайное пространство» изучены недостаточно.

В настоящей работе авторами исследуется напряженно-деформированное состояние модели плитно-свайного фундамента и развитие напряжений в межсвайном массиве грунта.

2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОДЕЛЕЙ ФУНДАМЕНТА

Проводилась серия экспериментальных исследований в объемном лабораторном лотке с размерами 1,0х1,0х1,0 м.

В качестве ростверка модели фундамента использовалась железобетонная плита 400х400х40 мм, армированная проволоочной арматурой Вр-1 Ø3 мм.

Сваи представляли собой полые пластиковые трубки Ø7мм. с толщиной стенки 1 мм и различной длиной (200 мм, 400мм, 800мм). Деформации свай определялись с

помощью наклеенных по длине свай тензорезисторов.

Установка свай устраивалась путем послойной отсыпки грунта межсвайного пространства с послойным уплотнением.

Грунтом основания являлась супесь полутвердая. Давление в грунтовой массе определялось с помощью датчиков давления в грунте.

При проведении экспериментальных исследований фиксировались перемещения плиты фундамента, перемещения свай, деформации в грунтовой массе, в сваях и деформации арматуры плиты ростверка.



Рис. 1. Общий вид испытаний моделей плитно-свайных фундаментов.

Обобщив результаты серии проведенных экспериментальных исследований различных моделей плитно-свайных фундаментов, можно сделать следующие выводы:

На первых этапах нагружения происхо-

дит незначительное равномерное уплотнение массива грунта по всей глубине сжимаемой толщи, о чем свидетельствуют показания всех датчиков давления в грунте, расположенные в различных точках межсвайного массива грунта. На данном этапе наблюдается активное включение всех свай в работу, пока не подразделяясь на центральные, угловые и средние.

На втором этапе нагружения начинается поэтапное образование уплотненной пирамиды сверху, при увеличении нагрузки в нижней части возникает противодействующая пирамида, что вызывает перераспределение усилий между центральными, угловыми и крайними сваями.

На последующих этапах нагружения наблюдается замедление роста деформаций в центральных сваях, вследствие восприятия практически всей нагрузки уплотненным грунтом. Однако деформации в крайних и угловых сваях продолжают увеличиваться, особенно в середине длины свай. Точное подтверждение тому даёт картина деформирования свай при откопке лотка после проведения эксперимента.

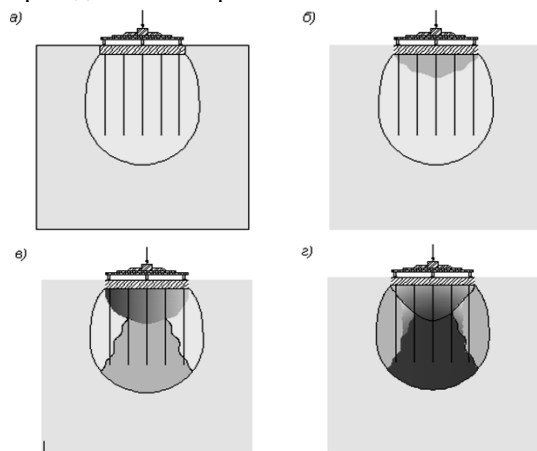


Рис. 2. Развитие уплотненных зон в межсвайном массиве грунта.

Верхняя и нижняя пирамиды в ходе дальнейших нагружений объединяются с образованием фигуры из двух усеченных пирамид. Об образовании верхних и нижних уплотненных зон свидетельствуют следующие анализы проб грунта при его раскопке. Плотность грунта между центральными сваями в точке № 1 достигла величины $2,04 \text{ т/м}^3$, в точке № 2- $1,81 \text{ т/м}^3$, в точке №3- $1,98 \text{ т/м}^3$, в точке №4- $1,99 \text{ т/м}^3$, в точке № 5-

$1,83 \text{ т/м}^3$. Плотность грунта между крайними рядами свай практически не изменилась (приведенные значения плотностей получены при испытании модели с длиной свай 40 см.).

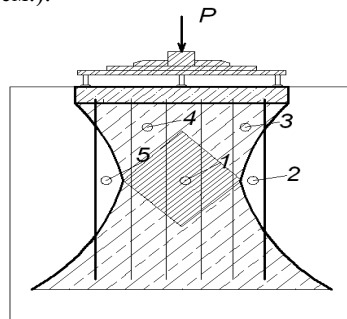


Рис. 3. Точки отбора проб грунта.

В процессе образования двух уплотненных пирамид, с входящими друг в друга вершинами, рост деформаций в центральных сваях значительно замедляется, так как они попадают в сильно уплотненную зону.

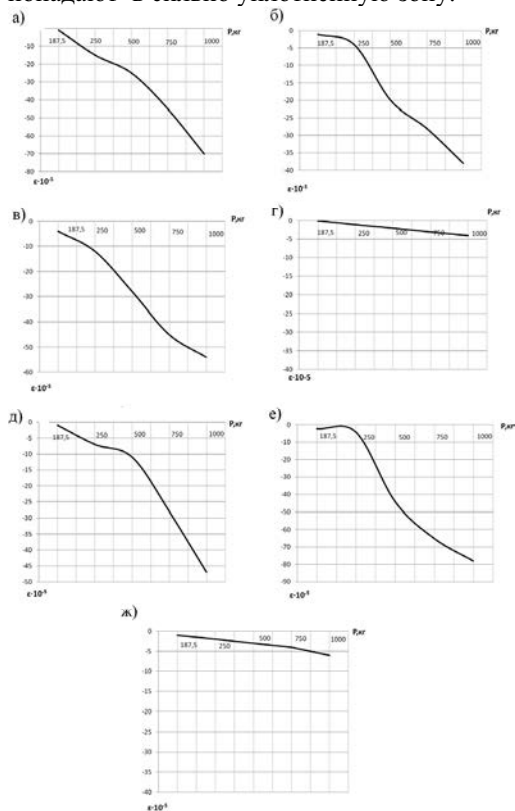


Рис. 4. Графики изменения деформаций в межсвайном массиве грунта.

а) изменение деформаций в датчике №1; б) изменение деформаций в датчике №2; в) изменение деформаций в датчике №3; г) изменение деформаций в датчике №4; д) изменение деформаций в датчике №5.

деформаций в датчике №3; д) изменение деформаций в датчике №5; е) изменение деформаций в датчике №6; ж) изменение деформаций в датчике №7

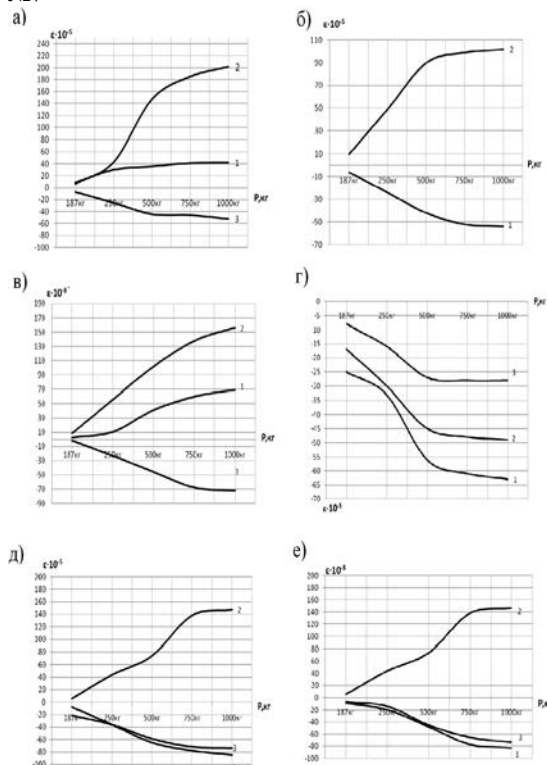


Рис. 5. Графики изменения деформаций в сваях. а) изменение деформаций в свае №1; б) изменение деформаций в свае №2; в) изменение деформаций в свае №3; г) изменение деформаций в свае №4; д) изменение деформаций в свае №5; е) изменение деформаций в свае №6
ряд 1-показания на расстоянии 5 см от подошвы ростверка, ряд 2- 20см, ряд 3- 35 см.

На основании исследований межсвайного массива грунта, установлены общие закономерности изменения плотности грунта. в краевой зоне:

$$\text{при } \frac{P_i}{P_{cr}} \leq 0.5 \quad \rho_i = 1.012\rho_0$$

$$\text{при } 0.5 < \frac{P_i}{P_{cr}} \leq 0.75 \quad \rho_i = 1.021\rho_0$$

$$\text{при } \frac{P_i}{P_{cr}} = 1 \quad \rho_i = 1.03\rho_0$$

в центральной зоне:

$$\text{при } \frac{P_i}{P_{cr}} \leq 0.5 \quad \rho_i = 1.09\rho_0$$

$$\text{при } 0.5 < \frac{P_i}{P_{cr}} \leq 0.75 \quad \rho_i = 1.12\rho_0$$

$$\text{при } \frac{P_i}{P_{cr}} = 1 \quad \rho_i = 1.15\rho_0$$

где ρ_i —плотность грунта, соответствующая P_i величине нагрузки; ρ_0 —начальная плотность грунта; P_{cr} — предельная нагрузка.

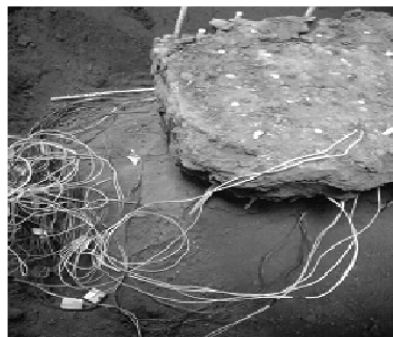


Рис. 6. Фотографии образовавшейся фигуры после проведения эксперимента.

3. РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПЛИТНО-СВАЙНОГО ФУНДАМЕНТА.

Основываясь на результатах серии проведенных экспериментальных исследований, принята расчетная модель комбинированного плитно-свайного фундамента. (Мирсаяпов и Артемьев, 2009)

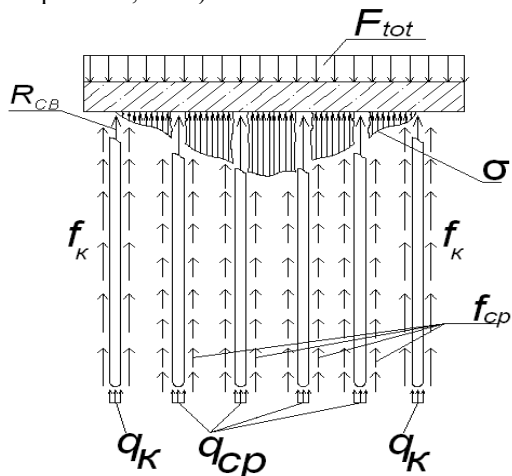


Рис. 7. Расчетная модель комбинированного плитно-свайного фундамента.

где F_{tot} - внешняя критическая нагрузка;
 $R_{св}$ - реакция свай; σ - напряжения в грунте под подошвой ростверка (определяется по результатам экспериментальных исследований); $f_k, f_{ср}$ - трение по боковой поверхности крайних и средних свай соответственно; $q_k, q_{ср}$ - сопротивление по лобовой поверхности крайних и средних свай соответственно.

Исходя из выдвинутой гипотезы об образовании уплотненных зон и, следовательно, концепции распределения нагрузок в комбинированном плитно-свайном фундаменте, отпор грунта по подошве ростверка имеет форму пирамиды, основание которой отстает от граней плиты ростверка на один шаг свай, а свайное поле целесообразно условно разделить на 3 зоны.

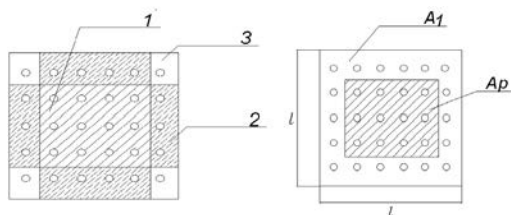


Рис. 8. Условная схема разбиения свайного поля и плиты ростверка.

Выражение для расчета несущей способности КСПФ можно записать в виде:

$$R_{общ} = \sum_{i=1}^n R_{св} + R_{пл}$$

где $R_{общ}$ - общая несущая способность плитно-свайного фундамента; $R_{св}$ - несущая способность свай; $R_{пл}$ - несущая способность ростверка.

$$R_{св.i} = R_{бок.i} + R_{лоб.i}$$

$$R_{бок.i} = \int f_i \pi D dz$$

$$R_{лоб.i} = q_{bi} \frac{\pi D^2}{4}$$

где $R_{бок}$ - реакция по боковой поверхности;
 $R_{лоб}$ - реакция под остриём свай.

Для каждой из трех зон вычисляется свое значение реакции по лобовой и боковой поверхности и соответственно несущая способность свай.

$$R_{пл} = \int_0^{A_p} f(x) \sigma_{zp} dA$$

где $f(x)$ - коэффициент полноты эпюры напряжения в грунте ($f(x)=0,3$); σ - напряже-

ния в грунте под подошвой ростверка; f_i - сопротивление по боковой поверхности свай; q_{bi} - сопротивление по лобовой поверхности свай; $i=1,2,3$ - номера расчетных зон; A_p - расчетная площадь плиты ростверка, на которую приходится отпор грунта.

$$A_p = A_\phi - A_1$$

$$A_1 = 3al + (l - 3a)3a$$

где: A_ϕ - площадь плиты ростверка; a - шаг свай; l - длина фундамента.

4. ЛИТЕРАТУРА

- Мирсаяпов И.Т., Артемьев Д.А. 2009 Моделирование напряженно-деформированного состояния плитно-свайного фундамента при совместном деформировании с окружающим грунтовым массивом. Вестник гражданских инженеров, № 2, стр. 121-124.
- Безволев С.Г. О проектировании и расчетах оснований и фундаментов высотных зданий в инженерно-геологических условиях Москвы. Механизация строительства.-2007, № 1, стр. 9-14.
- Катценбах Р., Шмитт А., Рамм Х. Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франфурта-на-Майне. Случаи из практики. Реконструкция городов и геотехническое строительство.-2005, № 9, стр. 80-99.
- Петрухин В.П., Безволев С.Г., Шуляев О.А., Харичкин А.И. Эффект краевой свай и его учет при проектировании плитного ростверка. Развитие городов и геотехническое строительство.-2007, № 11, стр. 90-97.

Длительная прочность и деформативность глинистых грунтов при трехосном сжатии

И.Т. Мирсаяпов, И.В. Королева

Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Российская Федерация

АННОТАЦИЯ: Авторами моделируется сложное напряженное состояние грунта под подошвой глубокого фундамента. Приводятся результаты экспериментальных исследований прочности и деформативности глинистых грунтов в условиях истинного трехосного сжатия при длительном статическом нагружении.

Установлен характер и механизм разрушения опытных образцов грунтов. Получены новые данные о развитии линейных и объемных деформаций, соответствующих модулей деформаций глинистых грунтов при увеличении напряжений и времени действия статического нагружения. Выявлены закономерности изменения плотности грунта в характерных зонах опытных образцов.

1. ВВЕДЕНИЕ

Опыт строительства высотных зданий, которые, как правило, имеют развитую подземную часть в виде глубокого фундамента, показывает, что во многих случаях негативные процессы, происходящие в отдельных элементах, а также в здании в целом, связаны с недостаточной изученностью инженерно-геологических условий площадки строительства и некорректным прогнозированием геомеханических процессов в грунтовых массивах оснований фундаментов.

Для качественного количественного прогнозирования поведения грунтовых массивов оснований глубоких фундаментов, прежде всего, необходимо правильно определить прочностные и деформативные параметры грунтов основания, учитывающие их исходное напряженно-деформированное состояние, большую глубину активной зоны деформирования; закономерности формирования и трансформации напряженно-деформированного состояния в процессе экскавации грунта из котлована и последующего устройства подземной и надземной частей здания.

В основании глубоких фундаментов, являющихся неотъемлемой частью высотного здания, формирование напряженно-деформированного состояния существенно отличается от характера формирования

напряженно-деформированного состояния в основании фундаментов мелкого среднего заложения.

В перечисленных случаях в зависимости от глубины заложения фундамента и соотношения d/b (d – глубина заложения подошвы фундамента, b – ширина фундамента) изменяются условия деформирования грунтов основания. При нагружении глубоких фундаментов ($d/b > 2$) выпирания грунта из-под подошвы не происходит и области предельного напряженного состояния локализуются внутри грунтового массива в нижней части боковых поверхностей фундамента (рисунок 1).

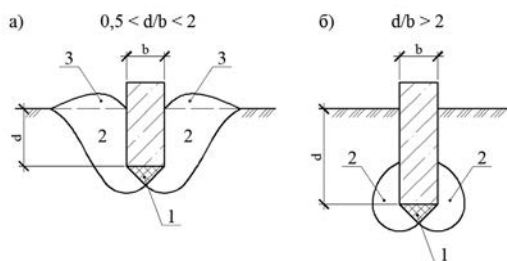


Рис. 1. Формирование областей предельного равновесия в основании при различной относительной глубине заложения фундамента: 1 – уплотненное ядро; 2 – область предельного равновесия; 3 – валы выпирания

Следовательно, нагружение фундамента глубокого заложения сопровождается пере-

мещением грунта вниз и в сторону. В основании глубокого фундамента реализуется предельное состояние, вследствие чего грунтовый массив выдавливается в стороны и реализуется напряженно-деформированное состояние, аналогичное условиям истинного трехосного сжатия.

Те же результаты были получены при проведении численного моделирования работы грунта в основании глубокого фундамента (рисунок 2).

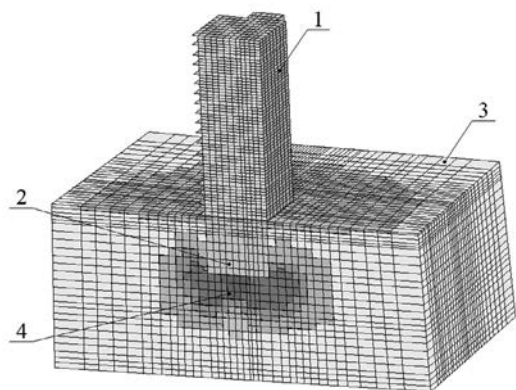


Рис. 2. Результаты численного моделирования 1 – надземная часть здания; 2 – подземная часть здания; 3 – активная зона деформирования грунтового массива основания; 4 – зона предельного состояния грунтового основания глубокого фундамента

В связи с вышеизложенным возникает необходимость исследования прочностных и деформативных свойств глинистых грунтов в условиях истинного трехосного сжатия с учетом длительности действия нагрузки.

2. ПРИБОРЫ И МЕТОДИКА ПРОВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТА

Для проведения серии экспериментов использован прибор истинного трехосного сжатия, разработанный авторами. Все стенки камеры прибора являются жесткими и подвижными. Нагрузка передается через рычаг, что обеспечивает поддержание постоянства давления. Испытания проводятся при различных значениях среднего нормального напряжения σ_m . При этом вертикальные σ_1 и боковые $\sigma_2 = \sigma_3$ напряжения прикладывались к образцу независимо. В направлении действия главных напряжений при помощи индикаторов часового типа осуществлялся

замер перемещений и по ним рассчитывались главные деформации. Внешний вид прибора трехосного сжатия приведен на рисунке 3.

Для испытаний применялись искусственно приготовленные образцы глинистого грунта нарушенной структуры, имеющие форму куба с размерами 100 x 100 x 100 мм, с заданными характеристиками: плотность $\rho = 1,94 \text{ г/см}^3$; плотность скелета $\rho_s = 2,73 \text{ г/см}^3$; влажность $W = 0,23$; влажность на границе текучести $W_L = 0,401$; влажность на границе раскатывания $W_P = 0,228$; число пластичности $I_p = 0,173$.

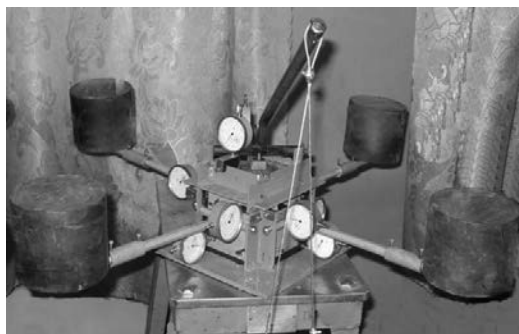


Рис. 3. Общий вид прибора истинного трехосного сжатия

После изготовления образца методом режущих колец были отобраны пробы грунта и определены его прочностные характеристики: удельное сцепление $c = 67,467 \text{ кПа}$, угол внутреннего трения $\phi = 20,6^\circ$. Отклонение по плотности и влажности в пределах высоты образца составили менее 1% от заданных величин, что позволило считать образец однородным.

Для установления предела прочности грунта при кратковременных трехосных нагружениях $\sigma_{\text{разр}}$ была проведена серия испытаний образцов при заданном значении всестороннего давления. На начальном этапе образец грунта подвергался всестороннему обжатию $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. После стабилизации осевых деформаций при постоянных значениях боковых напряжений $\sigma_2 = \sigma_3$ к образцу равными по величине ступенями прикладывалась вертикальная нагрузка. Каждая ступень нагружения выдерживалась 10 минут, затем прикладывался следующий уровень нагрузки до достижения предела прочности.

Длительные испытания проводились по

вышеизложенной методике, однако максимальное значение вертикальных напряжений принималось равным $\sigma_1 = (0,6 \dots 0,9) \sigma_{1\text{разр}}$. Деформации образца фиксировались через определенные интервалы времени до момента разрушения.

3. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ



Рис. 4. График зависимости изменения линейных деформаций от роста величины вертикальных напряжений при кратковременных трехосных испытаниях

Из графиков трехосных кратковременных испытаний (рисунок 4) видно, что на этапе всестороннего обжатия боковые деформации растут интенсивнее, максимальная величина боковых деформаций достигается в момент, когда вертикальные деформации составляют 25-30% от величины предельных деформаций при разрушении. Скорость роста вертикальных деформаций начинает увеличиваться при $\sigma_1 > 0,3 \sigma_{1\text{разр}}$.

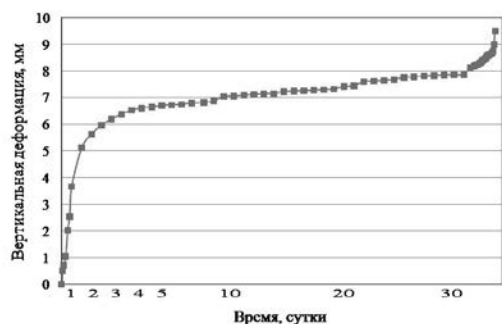


Рис. 5. График зависимости изменения линейных деформаций во времени при длительных трехосных испытаниях

При действии длительных статических

нагрузок деформации с различной интенсивностью развивались на всем протяжении испытаний (рисунок 5). Необходимо отметить, что наиболее интенсивное развитие боковых деформаций происходило на первых этапах нагружения. Значительный прирост вертикальных деформаций произошел, когда $\varepsilon_1 = 0,4 \varepsilon_{1\text{ult}}$.

Степень увеличения деформаций зависит от скорости приложения и от уровня нагрузки. При высоких уровнях вертикальной нагрузки длительность испытаний уменьшается. При низких и средних значениях вертикальной нагрузки скорость деформирования образца уменьшается, а время до разрушения увеличивается. Так, для образцов, испытанных при $\sigma_1 = 0,8 \sigma_{1\text{разр}}$ испытание продлилось 28 суток, а при $\sigma_1 = 0,6 \sigma_{1\text{разр}}$ длительность эксперимента составляет более 70 суток.

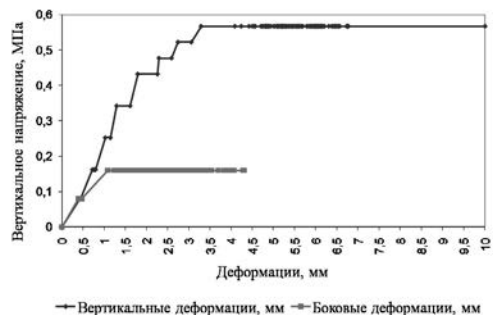


Рис. 6. График зависимости изменения линейных деформаций от роста величины вертикальных напряжений при длительных трехосных испытаниях

Характер изменения линейных деформаций представлен на рисунке 6. На графике наглядно показано нарастание деформаций при длительных нагружениях при постоянных значениях вертикальной нагрузки.

Анализ результатов испытаний позволяет сделать вывод о том, что при длительных нагружениях, как и при кратковременных испытаниях, разрушение образцов происходит при достижении грунтом предельных значений деформаций.

Изменение модулей деформации при различных режимах испытаний приведены на рисунках 7 и 8. Наблюдается сложная зависимость между модулями деформации образца и значениями вертикальных напряжений.



Рис. 7. График зависимости изменения линейного модуля деформации от величины вертикальных напряжений



Рис. 8. График зависимости изменения объемного модуля деформации от величины вертикальных напряжений

В процессе испытаний получена характерная картина разрушения опытных образцов в условиях истинного трехосного сжатия (рисунок 9) и установлены четыре локальные характерные зоны (Мирсаяпов и Королёва, 2009).

Для определения физико-механических характеристик после проведения испытаний из характерных зон образца были отобраны пробы грунта.

В образце грунта были отмечены зоны различной плотности (рисунок 10), отличающиеся от первоначальной величины до 15%, причем в средней части образца при кратковременных испытаниях наблюдалось разрыхление грунта и снижение плотности до 3%. Данные по изменению плотности в характерных зонах образца при истинном трехосном сжатии представлены в виде диаграммы (рисунок 11). При проведении

длительных испытаний было установлено уменьшение влажности до 3,5%.

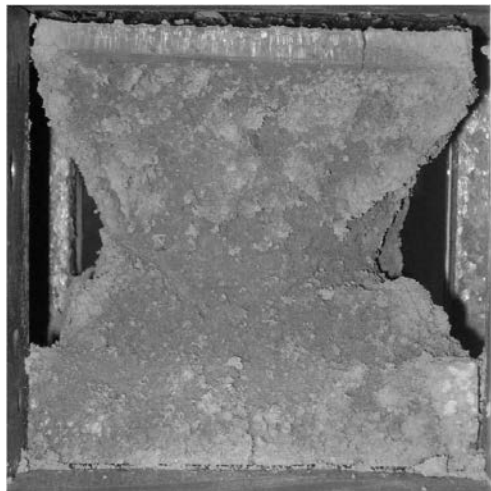


Рис. 9. Внешний вид образца после разрушения

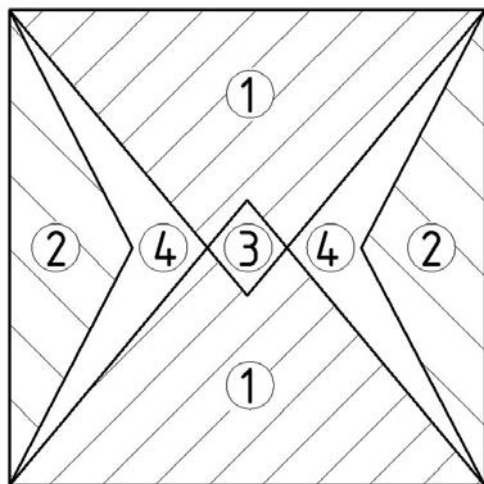


Рис. 10. Схема расположения локальных зон различной плотности в образце при трехосных испытаниях 1 – вертикальные уплотненные пирамиды; 2 – уплотненные пирамиды у боковых граней; 3 и 4 – разуплотненные зоны

По результатам серии испытаний построены круги предельных напряжений. Как видно из рисунка 12, при длительном нагружении происходит снижение угла внутреннего трения φ на 16%, удельное сцепление грунта c уменьшается на 6%.

В то же время, величины φ и c , полученные при одноплоскостном срезе грунтов, отобранных из уплотненных зон этих образцов, значительно отличаются от значений,

приведенных на рисунке 12 (величина φ уменьшилась до 48%, а значение c увеличилось до 60%).

Это показывает, что уменьшение механических характеристик грунта при истинном трехосном сжатии в большей степени локализуется в зонах 3 и 4 (рисунок 10).

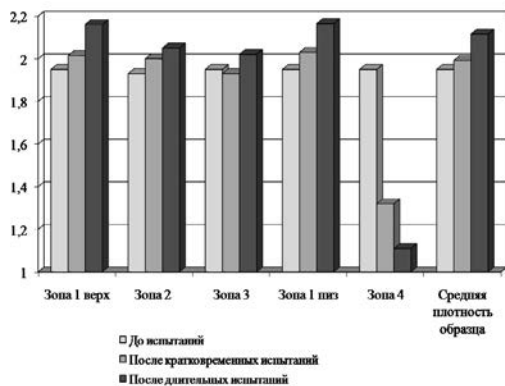


Рис. 11. Диаграмма изменения плотности в характерных зонах образца по результатам серии испытаний в условиях истинного трехосного сжатия

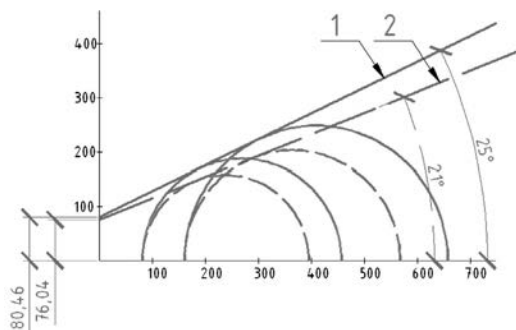


Рис. 12. Круги предельных напряжений, построенные по результатам серии испытаний: 1 — для кратковременных испытаний; 2 — для длительных испытаний.

В результате совместного анализа картины разрушения (рисунок 9) и схемы расположения локальных зон различной плотности (рисунок 10) можно предположить, что при истинном трехосном сжатии образца грунта возникают различные зоны напряженно-деформированного состояния, т.е. при поэтапном увеличении нагрузки образуются уплотненные зоны в виде пирамид: сверху, в нижней части образца и у боковых граней. Верхняя и нижняя пирамиды в ходе

дальнейших нагружений объединяются с образованием фигуры из двух усеченных пирамид (рисунки 9 и 10).

Деформирование образца происходит за счет движения этих пирамид как жестких тел. В уплотненных зонах 1 и 2 (рисунок 10) не происходит ухудшение физико-механических характеристик грунтов, а наблюдается их улучшение. Негативные процессы, снижающие физико-механические характеристики грунта, локализуются в зоне между этими «пирамидами» (зона 4 рисунок 10). В локальной зоне 4 зафиксировано снижение плотности на 43%. Исследование напряженно-деформированного состояния грунтов в этой зоне показало, что они подвергаются одновременному отрыву и сдвигу (рисунок 13).

Напряженно-деформированное состояние грунта в указанной локальной зоне разрушения отличается от условий деформирования образцов при разрушении, как в приборе одноплоскостного среза, так и в стабилометре.

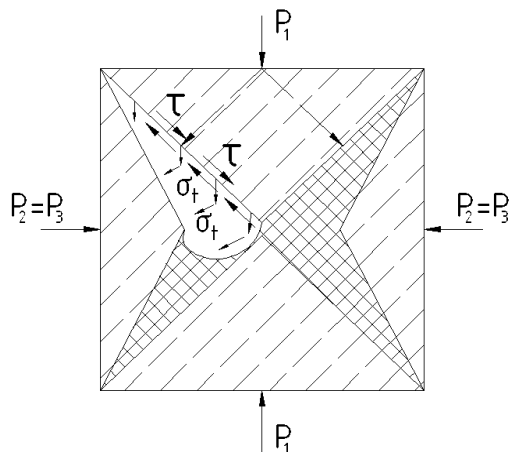


Рис. 13. Схема напряженного состояния локальных зон между уплотненными пирамидами

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Для определения прочностных и деформативных характеристик грунта в основании глубокого фундамента следует применять данные, полученные при испытании в условиях истинного трехосного сжатия.

2. При истинном трехосном сжатии образца грунта возникают различные зоны напряженного состояния. Деструктивные

процессы происходят в локальных граничных зонах между уплотненными пирамидами, а механические характеристики грунта в этих зонах значительно ниже, чем среднее значение для образца в целом. Поэтому при проектировании оснований глубоких фундаментов необходимо учесть это явление, уточнить механизм достижения предельного состояния и скорректировать расчетные формулы.

5. ЛИТЕРАТУРА

- Мирсаяпов, И.Т., Королева И.В. 2009. Экспериментальные исследования длительной прочности и деформативности глинистых грунтов при трехосном сжатии. *Современные технологии в строительстве. Теория и практика; материалы международной научно-практической конференции, посвященной 50-летию строительного факультета ПГТУ*, Пермь, Российская Федерация, Сентябрь 22-23, 2009, с.253-259. Пермь: Издательство Пермского государственного технического университета.
- Мирсаяпов, И.Т., Королева И.В. 2009. Исследование прочности и деформативности глинистых грунтов при длительном трехосном сжатии. *Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета*, №2 (12), с.167-172.

Особенности определения несущей способности свай «DDS»

А.В. Сбитнев, С.В. Татаринов
ЗАО «Геострой», Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: С увеличением этажности зданий и сооружений растут нагрузки, передаваемые на основание. С увеличением нагрузок появляются и сваи, обладающие повышенной несущей способностью. Вопросы определения несущей способности свай вытеснения по данным статического зондирования и по таблицам СП 50-102-2003 рассмотрены в данной статье. Дан прогноз увеличения несущей способности свай по грунту, полученной расчетными методами. Выполнена оценка зон структурных изменений грунтов в процессе изготовления свай уплотнения.

Появление новых технологических приемов изготовления свай приводит к возникновению новых вопросов по определению их несущей способности, по влиянию на соседнюю застройку, по очередности выполнения свай и т. д. Только проведя всестороннее их изучение можно рекомендовать эти технологические решения к массовому применению с достаточной надежностью.

К такой технологии относятся сваи «DDS» (Drilling Displacement System), появившиеся на рынке Санкт-Петербурга в 2003 г. Изучению определения их несущей способности по грунту посвящена данная статья.

Анализ работы свай вытеснения «DDS» на вертикальную нагрузку с учетом технологии их изготовления был выполнен с помощью статистической обработки 52 полевых испытаний свай. Полевые испытания проведены ЗАО «ПКТИ» и ООО «БЭиСПР» с участием авторов в различных районах Санкт-Петербурга. Длина свай от 10 до 26 м, диаметр от 0,41 до 0,56 м. Инженерно-геологические условия испытательных площадок в основном классические для Санкт-Петербурга: толща слабых пылевато-глинистых отложений мощностью до 10–20 м, от текучей до мягкопластичной консистенции. Под насыпным слоем иногда присутствовали прослои песков пылеватых и мелких, рыхлых и средней плотности. Модуль деформации грунтов в пределах длины

свай составлял 5÷12 МПа. Острые изготовленных свай опиралось на моренные грунты от тугопластичной до твердой консистенции.

Неоднозначным остается вопрос по назначению критерия предельно допустимой осадки для свай, на основе которого определяется ее несущая способность по грунту.

Согласно требованию ГОСТ 5686-94 нагрузка при испытании сваи должна быть доведена до значения, при котором осадка сваи составляет не менее 40 мм. Рекомендации СП 50-102-2003: если при максимальной достигнутой при испытаниях нагрузке, которая окажется равной или более $1,5F_d$, осадка сваи окажется менее нормируемого значения, то за частное значение предельного сопротивления сваи F_u допускается принимать максимальную нагрузку, полученную при испытаниях. ТСН 50-302-96 (Санкт-Петербург) рекомендует принимать несущую способность сваи при полевых испытаниях F_u при вертикальной осадке равной 40 мм. В связи с тем, что все испытания проводились на территории Санкт-Петербурга, критерий предельно допустимой осадки сваи был принят согласно требованиям ТСН 50-302-96. При обработке результатов было установлено, что при вертикальной нагрузке, равной несущей способности F_d , 50 свай (96%) из всех испытанных свай получили осадку менее 3,0 см. Этот факт подтверждает известный вывод о том, что несущая способность буровых свай вытеснения,

определенная на основе полевых испытаний, значительно превышает рассчитанную по методикам СП 50-102-2003 (Парамонов, 2000).

Для каждой испытанной сваи была рассчитана несущая способность по данным статического зондирования и по таблицам СП 50-102-2003. Результаты полевых испытаний и расчеты были распределены на две группы в зависимости от способа определения несущей способности сваи по грунту. Минимальное соотношение, полученное при определении несущей способности сваи по таблицам СП 50-102-2003, F_u/F_d составило 1,0, максимальное отношение F_u/F_d – 2,48, соотношения, полученные при определении несущей способности сваи по данным статического зондирования, составили F_u/F_d – 0,9 и F_u/F_d – 2,04, минимальное и максимальное соотношение соответственно. Столь значительный разброс отношения F_u/F_d может быть объяснен различием геометрических параметров изготовленных свай и недоучетом сцепления бетона ствола сваи с грунтовым массивом. Отношение F_u/F_d , для значений несущей способности полученной по таблицам СП 50-102-2003 было распределе-

но на шесть интервалов с шириной каждого 0,25, то есть: 1,0 – 1,25, 1,25 – 1,5, 1,5 – 1,75, 1,75 – 2,0, 2,0 – 2,25, 2,25 – 2,5, а для значений несущей способности сваи полученной по данным статического зондирования также на шесть, с шириной каждого 0,2: 0,9 – 1,1, 1,1 – 1,3, 1,3 – 1,5, 1,5 – 1,9, 1,9 – 2,1.

В интервалы 1,0 – 1,25 и 0,9 – 1,1, для несущей способности, вычисленной по таблицам СП 50-102-2003 и данным статического зондирования соответственно, вошли соотношения, при которых $F_u = F_d$, либо достаточно близко к этому условию. Интервал имеет низкое распределение частот для обоих способов определения несущей способности (11,5 – 15,4%), поэтому попадание в него отношения F_u/F_d , можно объяснить следующими факторами:

- неточностью инженерно-геологических изысканий на площадке;
- дефектами изготовления буронабивных свай.

В таблице 1 представлено распределение относительной частоты отношения F_u/F_d по интервалам с учетом методики определения несущей способности сваи по грунту.

Таблица 1. Распределение относительной частоты отношения F_u/F_d по интервалам

Способ определения несущей способности сваи по грунту	Относительная частота распределения отношения F_u/F_d по интервалам, %					
	1,0 – 1,25	1,25 – 1,5	1,5 – 1,75	1,75 – 2,0	2,0 – 2,25	2,25 – 2,5
По таблицам СП 50-102-2003	11,5	21,2	30,8	13,5	11,5	11,5
	Относительная частота распределения отношения F_u/F_d по интервалам, %					
	0,9 – 1,1	1,1 – 1,3	1,3 – 1,5	1,5 – 1,7	1,7 – 1,9	1,9 – 2,0
По данным статического зондирования	15,4	28,8	34,6	7,7	5,8	7,7

На рисунке 1 представлены сравнительные диаграммы фактических и рассчитанных величин несущей способности свай вытеснения при различных способах определения несущей способности по грунту. Точками на диаграммах обозначены фактические и рассчитанные значения несущей способности свай. Диагонали, выделенные пунктиром на диаграммах, соответствуют условию $F_u = F_d$. На диаграмме, показывающей зависимость вычисленной по методике СП 50-102-2003 несущей способности свай вытеснения по грунту, от фактических значений несущей способности все точки

расположены выше диагонали, то есть фактическая несущая способность свай выше рассчитанной. А на диаграмме, показывающей зависимость несущей способности свай вытеснения, вычисленной по данным статического зондирования, от фактических значений несущей способности две точки лежат ниже диагонали и шесть практически совпадают с ней. Это говорит о том, что в целом фактическая несущая способность свай выше значений полученных расчетом, но вычисленные значения более точно отражают фактические значения несущей способности свай вытеснения по

грунту. Для каждого из способов определения несущей способности свай по грунту построена линейная зависимость $F_u = k \cdot F_d$, где k – эмпирический коэффициент, полученный

из соотношения $k = F_u / F_d$ на основе статистической обработки экспериментальных и расчетных данных.

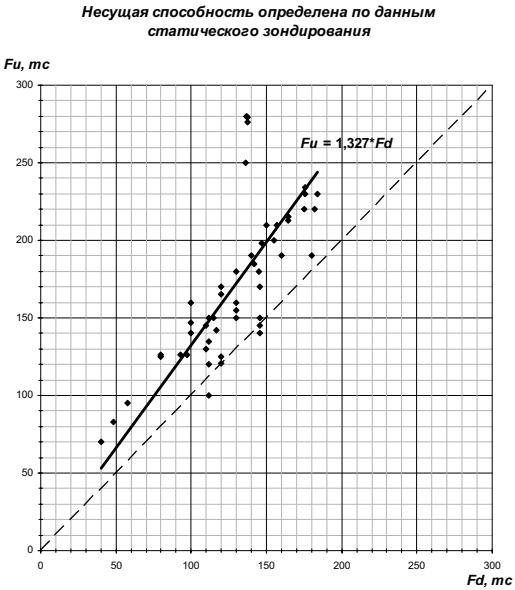
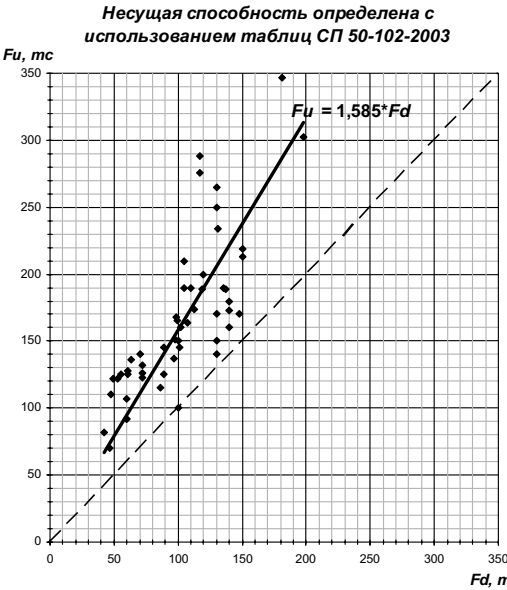


Рис. 1. Сравнительные диаграммы фактических и рассчитанных значений несущей способности свай при различных способах определения несущей способности

Полученные коэффициенты были проверены на соблюдение критерия Пирсона. При выполнении приведенного ниже условия, полученное соотношение $k = F_u / F_d$ справедливо с доверительной вероятностью 95 %:

$$\chi^2 = \frac{\left\{ \left| k \cdot F_d - F_u \right| - \frac{k-1}{2} \right\}^2}{k(F_d + F_u)}, \quad (1)$$

где $\chi^2 < 3,443$ – критерий Пирсона, на основе

которого производится проверка выполнения условия для полученных коэффициентов; k – вариативные величины отношения F_u / F_d ; F_d – несущая способность свай вытеснения, вычисленная по таблицам СП 50-102-2003 или определенная по данным статического зондирования, тс; F_u – несущая способность свай вытеснения, определенная по результатам испытаний свай на статическую сжимающую нагрузку, тс.

Таблица 2. Основные статистические параметры отношения F_u / F_d

Способ определения несущей способности свай по грунту	Среднее квадратичное отклонение F_u / F_d	Коэффициент вариации F_u / F_d , %	Корреляция между F_u и F_d	Интервал максимальной частоты распределения F_u / F_d	Коэффициент, полученный методом наименьших квадратов $k = F_u / F_d$	Доверительный интервал для k по критерию Пирсона и Стьюдента
По таблицам СП 50-102-2003	0,366	22	0,794	1,5 – 1,75	1,585	1,6 – 1,8
По данным статического зондирования	0,274	20	0,733	1,3 – 1,5	1,327	1,3 – 1,4

По распределению Стьюдента получены двусторонние интервалы для коэффициентов k при доверительной вероятности 95%.

В таблице 2 приведены основные статистические параметры, полученные при обработке фактических и теоретических величин. Необходимо отметить, что, величины корреляции F_u и F_d находятся в пределах от 0,733 до 0,794. Эти показатели свидетельствуют о тесной зависимости фактической и рассчитанной несущей способности.

Для определения влияния на окружающий геомассив при устройстве буровых свай вытеснения, авторами совместно с кафедрой «Геотехники» Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета была проведена серия экспериментов с использованием зондировочной установки RIG Geotech 204D.

Эксперимент проводился на строительной площадке (пл. Островского, Санкт-Петербург), где осуществлялось устройство свайного поля из буровых свай диаметром 560 мм и длиной 28 м по технологии «DDS». Поскольку работы предполагали устройство свай в непосредственной близости к существующему зданию, требовалось оценить изменения свойств грунта после изготовления свай. В связи с этим испытания методом СРТ производились в точке будущего расположения сваи и затем на расстоянии 1,5, 3,0, 4,5 м от оси сваи, через сутки после ее изготовления.

В результате эксперимента было выявлено некоторое уменьшение сопротивления, как по острию, так и по боковой поверхности зонда в верхнем слое среднезернистых песков. В нижележащих пылеватых песках и в подстилающих пылевато-глинистых грунтах эти отличия незначительны. Отмечено также значительное уменьшение порового давления на границе пылеватого песка и глины. В остальном, поровое давление, как в слое песков, так и в пылевато-глинистом грунте на расстоянии 1,5 м после изготовления свай существенно не изменилось.

Выполненное численное моделирование при изготовлении свай позволило отметить, что на коротких отрезках времени грунт ведет себя как несжимаемая модель Кулона–Мора, а с течением времени переходит к упрочняющейся модели.

Этому факту можно дать следующее объяснение исходя из специфических свойств недоуплотненных слабых грунтов Санкт-Петербурга.

В период быстрого вытеснения грунта при изготовлении свай вследствие малой водопроницаемости грунт деформируется как несжимаемая жидкость и формирование полости сопровождается выпором грунта в стороны и вверх. Вокруг изготовленной сваи возникает область повышенного порового давления, рассеивание которого в дальнейшем сопровождается оседанием поверхности грунта. Кроме того, здесь может включиться еще один механизм слабых грунтов. При деформировании в процессе изготовления свай нарушаются седиментационные связи кристаллизационной природы, определяющие структурную прочность грунта. В результате вновь активизируются процессы фильтрационной консолидации и ползучести грунтов в полях напряжений от сил гравитации и ранее приложенных нагрузок, сопровождающиеся осадками. Эти особенности свойств петербургских грунтов не учитываются в полной степени в моделях грунтов программы Plaxis, что возможно и явилось причиной расхождения результатов моделирования с фактической картиной.

ЛИТЕРАТУРА

- ГОСТ 5686-94. 1995. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. *НИИОСП им. Герсеванова*, Москва, 24 с.
- Парамонов, В.Н. 2000. Несущая способность буровых свай в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга. *Тр. междунаrod. семинара по механике грунтов*, Москва, с. 250–252.
- СП 50-102-2003. 2004. Проектирование и устройство свайных фундаментов. *Науч.-исслед., проект-изыск. и конструкт.-технол. ин-т оснований и подз. соор. им. Н.М. Герсеванова (НИИОСП)*, Москва, 80 с.
- ТСН 50-302-2004. 2004. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. *С.-Петерб. эксп.-консульт. комм. по основаниям, фундам. и подз. соор.*, Санкт-Петербург, 58 с.

Опыт проведения испытаний по международному стандарту ASTM. Требования стандарта, его анализ и проблемы применения в России

Б.С. Смолин, ВВ. Захаров, В.В. Пузанов
ОАО «Фундаментпроект», г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Рассматривается опыт проведения испытаний грунтов сваями, проводимых в соответствии с требованиями американского стандарта ASTM на территории России. Приводятся его технологические и конструктивные особенности, а также наиболее значимые отличия от российского стандарта на данный вид работ. Обсуждаются преимущества зарубежного стандарта и необходимость в применении части его требований в России.

1. ОПЫТ ПРОВЕДЕНИЯ ИСПЫТАНИЙ ПО МЕЖДУНАРОДНОМУ СТАНДАРТУ ASTM. ТРЕБОВАНИЯ СТАНДАРТА, ЕГО АНАЛИЗ И ПРОБЛЕМЫ ПРИМЕНЕНИЯ В РОССИИ.

Начатая в 2002 г. в Российской Федерации реформа технического регулирования имела одной из задач приведение в соответствие национальной системы технического регулирования международным нормам, что позволило бы оптимизировать множество ГОСТов и СНИПов. Особо законопроект «О внесении изменений в федеральный закон «О техническом регулировании» отмечает, что «в современных условиях глобализации рынков возрастает роль международных стандартов как механизма продвижения и обеспечения интересов России в экономической сфере на международном уровне».

Кроме того, в рамках реформы предлагается ввести два режима технического регулирования, один из которых основан на требованиях российских стандартов, срок действия которых истекает в середине 2010 г., а другой – иностранных технических регламентов (директив) и стандартов. Поэтому мы считаем, что опыт применения ОАО «Фундаментпроект» американского стандарта в условиях нашей страны может представлять определенный интерес.

Технологические особенности стандарта

ASTM D1143/D1143M-07 [1] (Далее – ASTM) разобраны в статье «Опыт проведения испытаний буронабивных свай по стандарту ASTM (США)» (Журнал ОФМГ, №2-2009). Наиболее значимые отличия действующего российского стандарта на испытания грунтов сваями ГОСТ 5686-94 [2] (Далее ГОСТ) от рассматриваемого ASTM сведены в таблицу 1.

К используемому контрольно-измерительному оборудованию приводятся более детализированные требования, большинство из которых не упоминаются в ГОСТе. На рис.1 показано несколько из наиболее характерных таких требований.

В ходе проведения испытаний на рассматриваемом объекте в соответствии с заданием Заказчика мы старались максимально выполнить требования стандарта ASTM. Так, технология проведения работ почти полностью соответствовала приведенным в стандарте методикам (для определения несущей способности свай на рассматриваемом объекте заказчиком были выбраны 2 методики из 7). Отклонения коснулись лишь некоторого оборудования, которое не применялось по независящим от нас причинам.

Согласно вышеуказанным расстояниям по ASTM от испытываемых свай до анкерных (Таблица 1) и учитывая заданную максимальную нагрузку в 435тс, габариты опытного стенда для испытаний составили ~

6м x12м. Специальные металлоконструкции с необходимыми размерами были изготовлены в период набора прочности бетона испытываемых свай (Рис.2).

маслостанции манометру (класс точности – 1,0). Заказчиком было принято решение не применять динамометрический датчик. Это связано с тем, что заказ и изготовление

Таблица 1. Принципиальные отличия требований стандартов ГОСТ 5686-94 и ASTM D1143

	ГОСТ	ASTM
Обновления	последнее обновление в 1994 г.	последнее обновление в 2007г.
Количество методик испытаний	2	7
Параметры опытного стенда для испытаний		
Расстояние от испытываемой сваи до анкерной	$5d < L_1 > 2,5m$	$3d < L_1 > 1,5m$
Расстояние от испытываемой сваи до опор реперной системы в свету	$5d < L_2 > 2,5m$	$L_2 < 2m$
Применяемые оборудование и измерительные приборы		
Для создания нагрузки	Домкрат	Домкрат с плавающими сферическими опорами
Измерение нагрузки на оголовки свай	Манометр	Манометр
	-	Динамометр (при нагрузках свыше 100 тс) Устанавливается на каждый домкрат
Измерение нагрузки по всей длине свай	-	Преобразователь силы для измерения сопротивления свай (тензометр)
Измерение осевого перемещения оголовка	Преобразователь осевого перемещения оголовка свай	Преобразователь осевого перемещения оголовка свай
	-	Визуальный контроль
	-	Оптический инструментальный контроль
Измерение бокового перемещения оголовка	-	Преобразователь бокового перемещения оголовка свай
	-	Оптический контроль
Измерение осевого перемещения нижней части свай	-	Преобразователь осевого перемещения нижней части свай

Монтаж балок опорной конструкции, крепление ее к анкерным сваям и подготовка оголовка опытной сваи для производства работ производились под контролем специалистов ОАО «Фундаментпроект».

Для обеспечения требуемой максимальной нагрузки на объекте были задействованы два гидравлических домкрата, каждый из которых был оснащен полусферической опорой и обладал требуемым, по нормативам ASTM, ходом штока. На каждый домкрат на заводе-изготовителе была проведена соответствующая калибровка.

Давление в поршневой полости домкратов регистрировалось по установленному на

датчиков такой нагрузки на российских предприятиях или импорт из-за рубежа занимает много времени, что могло сорвать сроки производства испытаний.

Взамен отсутствующего динамометрического датчика, давление контролировалось по манометру (класс точности 0,6), встроенному в гидросистему напорной линии маслостанции. Равномерность распределения усилий в гидродомкратах отслеживалась по манометрам (класс точности 1,0), включенным в напорную линию каждого домкрата в отдельности.

Измерение перемещений испытываемых свай производилось по четырем прогибаме-

рам 6ПАО, как того требует ASTM. Опоры для устанавливаемых приборов требовалось удалить от центра испытываемой сваи на расстояние в 5,5 м. Для обеспечения данного условия пришлось приложить определенные усилия для создания и монтажа специальной конструкции.

передаваемой на сваю нагрузки по всей ее длине, что позволяет точнее распределить боковую и лобовую составляющую сопротивления сваи в результатах испытаний. Но оба данных измерения предполагают установку необходимых устройств в процессе изготовления испытываемой сваи, а Заказ-

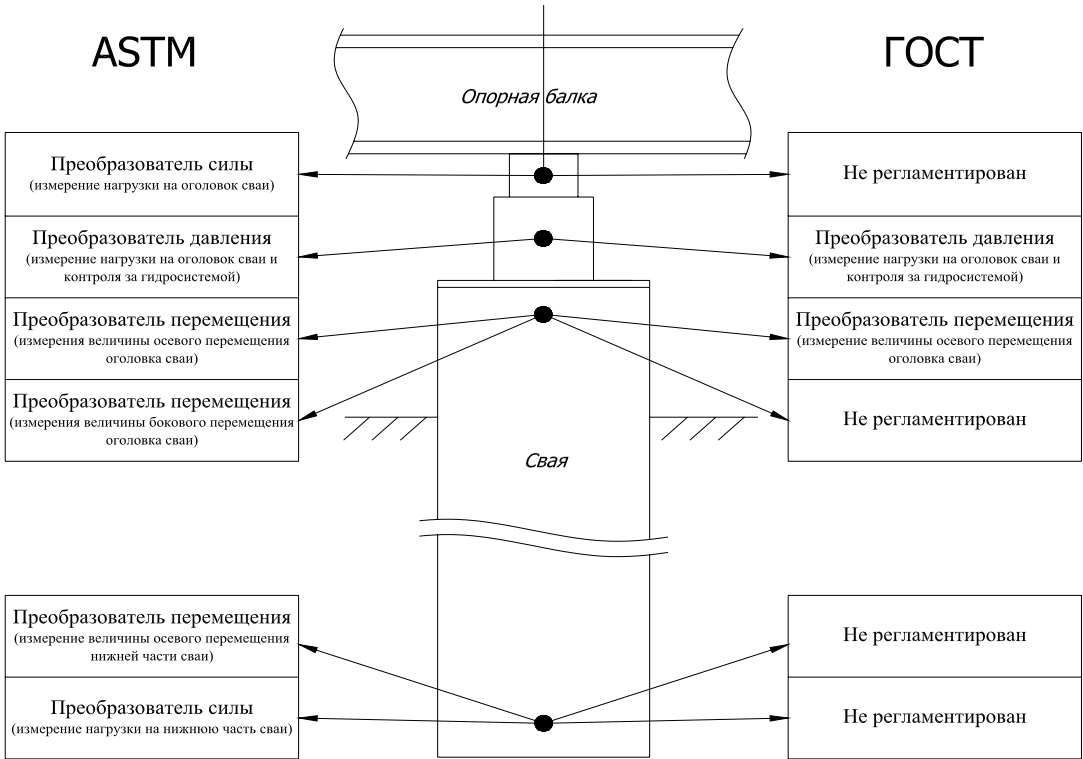


Рис. 1

Также отслеживалось перемещение анкерных свай с помощью прогибомеров ПМ-1. Дополнительно, осадка испытываемой сваи контролировалась визуально по специальной индикаторной шкале с помощью натянутой металлической струны, а также наблюдениями с помощью оптического теодолита, удаленного на достаточное расстояние от зоны испытаний. Отслеживание перемещений анкерных свай дополнительно выполнялось по лазерному уровню.

В определенных случаях ASTM предусматривает установку преобразователей осевого перемещения нижней части сваи для измерения величины перемещения нижней части сваи относительно ее оголовка. Кроме этого предполагается использование датчиков (тензометров) для получения величины

чик обратился к нам позднее этого. К тому же, ASTM не описывает детально установку тензодатчиков и их параметры и требуется специалист соответствующей квалификации для инсталляции данной измерительной системы и ее приведения в действие.

В ходе проведения испытаний была достигнута максимальная заданная нагрузка в 435тс. Испытания были остановлены без стабилизации осадки (S), т.к. она превысила 150мм, что удовлетворяет условию остановки испытаний: $S \geq 0,15d$.

Окончательным результатом наших работ для Заказчика служили построенные графики зависимости осадки свай от нагрузки и осадки свай во времени. Интерпретация результатов и расчет свай по данным испытаний производились Заказчиком.



Рис.2

Таким образом, испытания были успешно приняты Заказчиком и признаны соответствующими заданному американскому стандарту.

По итогам выполненных работ можно сделать следующие выводы:

1. Из опыта работы по ASTM бросается в глаза его направленность на получение результатов испытаний с максимальной надежностью. Это проявляется как в требованиях по многократному дублированию процесса измерений усилий и перемещений, так и в том, что ASTM предусматривает изучение поведения свай под нагрузкой, значительно превышающей расчетную (до $3R_{расч}$).

2. Иностранные компании, связанные со строительством, очень ответственно подходят к инженерно-изыскательским работам и к контролю за результатами строительства, к чему относятся и испытания свай. Нашим работам со стороны Заказчика было уделено серьезное внимание вплоть до того, что на одном из проведенных испытаний было полностью остановлено изготовление свай на объекте, т.к. производимые при этом вибрации отражались на высокочувствительных приборах. В то же время, при испытаниях на других объектах для отечественных строительных компаний мы зачастую сталкиваемся с формальным отношением к испытаниям. Этот вид изыскательских работ воспринимается скорее исключением, чем правилом, что сказывается в конечном итоге на результатах работ по устройству свайных фундаментов.

3. На практике довольно часто производитель испытаний сталкивается с нестандартными ситуациями и, порой, принимает

неправильные решения для разрешения проблем. Во многом это определяется неполной информацией о возможных причинах их возникновения, а также из-за отсутствия соответствующих инструкций в нормативах.

Проведение испытаний в соответствии с требованиями ASTM делает их более надежными и дает исчерпывающую информацию о ходе процесса испытаний и об окончательных их результатах. Хотя часть новой дополнительной информации в результатах испытаний и не может быть учтена в расчетах по российским нормативам, однако, на наш взгляд, может быть полезна для принятия более правильного и точного проектного решения.

4. Актуальным становится и вопрос обновления отечественных стандартов, т.к. изучив ASTM мы можем судить о существенных достижениях в этой области за рубежом. В конце 2009г. президент РФ внес в Госдуму законопроект "О внесении изменений в Федеральный закон "О техническом регулировании", где предлагается законодательно закрепить "возможность признания и заимствования лучших мировых стандартов в целях их применения в РФ". На наш взгляд, стандарт ASTM заслуживает стать одним из основных претендентов на место основного на испытания грунтов сваями в РФ. А это повлечет за собой новый подход к проведению испытаний со стороны проектировщиков и строительных организаций.

2. ЛИТЕРАТУРА

- ГОСТ 5686-94. Грунты. Методы полевых испытаний сваями., Москва, МНТКС: ИПК Издательство стандартов, 1996.
- ASTM D1143/D1143M-07 Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load., ASTM International. 2007. 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States.

Деформации ползучести грунтов оснований высотных зданий при циклическом и вибрационном воздействиях

З.Г. Тер-Мартirosян

Московский Государственный Строительный Университет (МГСУ-МИСИ), Москва, РФ

А.З. Тер-Мартirosян

Московский Государственный Строительный Университет (МГСУ-МИСИ), Москва, РФ

АННОТАЦИЯ: В статье предлагаются новые реологические уравнения для описания деформаций ползучести грунтов оснований высотных зданий с учётом упрочнения и неравенства модулей нагрузки и разгрузки в условиях компрессионного сжатия и сдвига. Показывается, что они описывают затухающую, незатухающую и прогрессирующую ползучесть при сдвиге в режиме статического нагружения, а также пиковую и остаточную прочность при кинематическом режиме нагружения. Приводятся теоретические основы расчёта осадок оснований высотных зданий при циклическом и вибрационном воздействиях.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

В соответствии с требованиями нормативных документов основания и фундаменты зданий и сооружений следует рассчитывать по второму предельному состоянию с учётом реологических свойств грунтов при статическом, циклическом и вибрационном воздействиях. Циклические и вибрационные воздействия на грунты основания сооружений возникают от действия сил сейсмике, ветра, волн, а также при интенсивном транспортном потоке, при работе машин и оборудования периодического или импульсного действия. В случае низкочастотного воздействия (до 1-2 Гц) напряжённо-деформированное состояние (НДС) основания можно рассматривать как квазистатическое пренебрегая ускорениями. Такие воздействия на основания высотных зданий имеют место от ветровой постоянной и пульсирующей нагрузки при частоте собственных колебаний зданий в пределах (1-2 Гц). Под воздействием этих нагрузок развиваются и накапливаются во времени остаточные деформации ползучести. Поэтому изучение и описание деформаций ползучести грунтов оснований имеет важное теоретическое и практическое значение.

Известно, что деформации ползучести глинистых грунтов при объёмном изменении и формоизменении обусловлены вязким

сопротивлением относительно смещению глинистых минералов и что это сопротивление зависит от плотности, влажности грунта и скорости деформации. В песчаных грунтах деформации ползучести при статических воздействиях развиваются слабо. В случае же действия циклической и вибрационной нагрузки в песчаных грунтах накапливаются остаточные деформации, при этом между частицами преобладает трение качения, а не скольжения. При определённых значениях ускорений (частоты) песок приобретает свойства вязкой жидкости, обладающей вязкостью. Это явление известно под названием *виброползучесть*. [Красников, 1970, Тер-Мартirosян, 2009]

Экспериментальными исследованиями грунтов установлено, что при статическом, циклическом и вибрационном воздействиях развиваются остаточные деформации, которые имеют, как правило, затухающий во времени характер. Эти деформации описываются эмпирическими зависимостями [Вялов, 1978, Зарецкий, 1988, Красников, 1970, Тер-Мартirosян, 2009]. В докладе приводятся новые реологические уравнения для описания деформаций ползучести при компрессионном сжатии и при сдвиге, учитывающие упрочнение и разупрочнение, неравенство модулей деформаций при нагрузке и разгрузке в процессе деформирования грунта.

2. ПОЛЗУЧЕСТЬ ПРИ КОМПРЕССИОННОМ СЖАТИИ С УЧЁТОМ УПРОЧНЕНИЯ И СТРУКТУРНОЙ ПРОЧНОСТИ σ^*

Для условий компрессионного сжатия реологическое уравнение упрочняющегося грунта, обладающего в общем случае структурной прочностью сжатия, представляется в виде:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\sigma - \sigma^*}{\eta_v} e^{-\alpha \varepsilon} \quad (1)$$

где ε , $\dot{\varepsilon}$ - соответственно деформация и скорость деформации при одномерном уплотнении, η - вязкость, α - параметр упрочнения, σ - действующее напряжение, σ^* - структурная прочность сжатия.

В случае постоянства действующего напряжения $\sigma = \text{const}$ уравнение (1) можно представить в виде

$$\varepsilon(t, \sigma) = \frac{1}{\alpha} \ln \left(\frac{(\sigma - \sigma^*) \alpha}{\eta_v} + e^{\alpha \varepsilon(0)} \right) \quad (2)$$

где $\varepsilon(0)$ - начальная условно мгновенная деформация при $t=0$, т.е. $\varepsilon(0) = \sigma m_{ve}$, где m_{ve} - коэффициент упругой относительной сжимаемости, причём $\sigma > \sigma^*$.

Из (2) видно, что деформация $\varepsilon(t, \sigma)$ зависит нелинейно от σ и развивается пропорционально логарифму времени, т.е. с затухающей скоростью. Уравнение (2) по структуре отличается от уравнения компрессионной ползучести Бюисмана, так как учитывает влияние σ нелинейно (рис. 1).

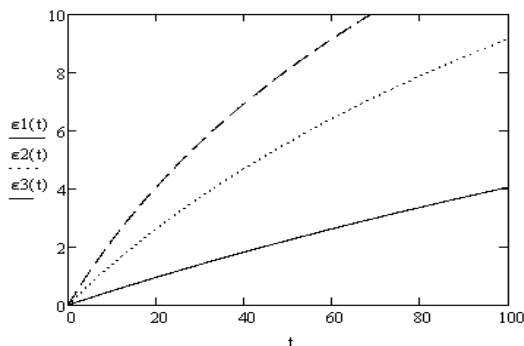


Рис. 1. Графики зависимостей $\varepsilon(t)$ при различных значениях уплотняющей нагрузки σ ($\sigma_1=200$ кПа, $\sigma_2=300$ кПа, $\sigma_3=400$ кПа) построенные по (2).

В случае переменного во времени действующего напряжения $\sigma(t)$ зависимость $\varepsilon(t)$ можно получить интегрированием (1) по времени. Так, например, при циклическом изменении $\sigma(t)$ заданном в виде функции:

$$\sigma(t) = \sigma_0 (1 + \alpha \sin(\omega t)) \quad (3)$$

Изменение $\varepsilon(t)$ можно представить в виде:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{\alpha} \cdot \ln \left[\frac{\sigma_0 - \sigma^*}{\eta_v} \alpha + \frac{\sigma_0 \alpha}{\eta_v \omega} (1 - \cos(\omega t)) + e^{\alpha \varepsilon(0)} \right] \quad (4)$$

Осадки основания при статическом и циклическом воздействиях можно определить методом элементарного послойного суммирования на основе зависимостей (2) и (4) соответственно полагая, что для каждого слоя известны σ , σ^* , η_v , α .

3. ПОЛЗУЧЕСТЬ ПРИ СДВИГОВОЙ ДЕФОРМАЦИИ

Если в грунте процесс развития сдвиговых деформаций сопровождается одновременно упрочнением и разупрочнением, что обусловлено разрушением и восстановлением новых контактов между частицами грунта, то деформация ползучести может быть представлена в виде:

$$\dot{\gamma}(t) = \frac{\tau - \tau^*}{\eta_\gamma} \left(\frac{e^{-\alpha \gamma}}{a} - \frac{e^{\beta \gamma}}{b} \right) \quad (5)$$

где a и b - параметры, α и β - коэффициенты упрочнения и разуплотнения, соответственно, η_γ - вязкость, τ - предел прочности.

Зависимость $\gamma(t)$ по формуле (5) имеет двойную кривизну (рис. 2). Аналогичные зависимости получаются по результатам эксперимента на ползучесть при различных значениях $\tau > \tau^*$ [Вялов, 1978, Зарецкий, 1988, Красников, 1970, Тер-Мартirosян, 2009, Цытович, 1983]. Из уравнения (5) можно определить время наступления прогрессирующего течения полагая, что $\dot{\gamma}(t) \rightarrow \dot{\gamma}^*$

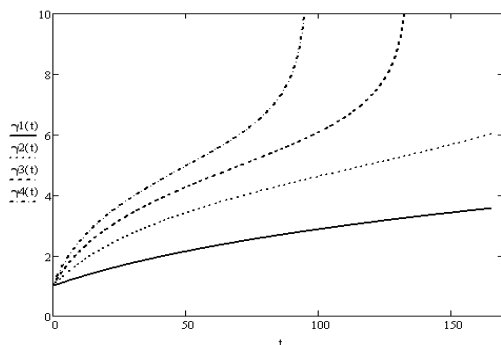


Рис. 2. Кривые ползучести построенные по формуле (5) при различных значениях касательных напряжений τ ($\tau_1=150$ кПа, $\tau_2=250$ кПа, $\tau_3=350$ кПа, $\tau_4=450$ кПа,) и при $\tau^*=100$ кПа.

при $t \rightarrow t^*$, где γ^* - критическое значение сдвиговой деформации. По этим зависимостям можно построить также кривую длительной прочности.

Уравнение (5) позволяет описать зависимость τ - γ при кинематическом режиме нагружения, т.е. когда $\dot{\gamma} = \text{const}$. Для этого его удобно представить в виде:

$$\tau(\gamma) = \tau^* + \dot{\gamma} \eta_{\gamma} \left(\frac{abe^{(\alpha-\beta)\gamma}}{ae^{\alpha\gamma} + be^{-\beta\gamma}} \right) \quad (6)$$

Эта функция имеет экстремум (рис. 3), соответствующий пиковому значению сопротивления сдвигу $\tau = \tau_{\max}$. Таким образом впервые удалось одним уравнением описать деформации ползучести при статическом и кинематическом режимах нагружения. Это имеет огромное теоретическое и практическое значение, т.к. позволяет сократить сроки длительных статических испытаний, заменяя их кратковременными испытаниями в кинематическом режиме.

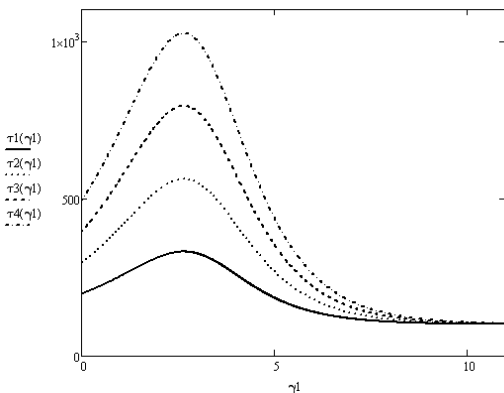


Рис. 3. Кривые ползучести, построенные по формуле (6) при различных значениях скоростей угловых деформаций $\dot{\gamma} = \text{const}$ ($\gamma_1' = 1$ 1/мин, $\gamma_2' = 2$ 1/мин, $\gamma_3' = 3$ 1/мин, $\gamma_4' = 4$ 1/мин) и при $\tau^* = 100$ кПа.

4. ПОЛЗУЧЕСТЬ ГРУНТА С УЧЁТОМ НЕОДИНАКОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ УПЛОТНЕНИЯ ПРИ НАГРУЗКЕ И РАЗГРУЗКЕ

Накопление деформаций уплотнения при циклическом воздействии в условиях компрессионного сжатия можно также описать, если учитывать неодинаковую жесткость при нагружении и разгрузке с учётом изменения их во времени. В этом случае после каждого цикла возникает остаточная деформация, величина которой с каждым циклом

уменьшается из-за упрочнения. Такой процесс деформирования грунта можно представить следующим образом (см. рис. 4).

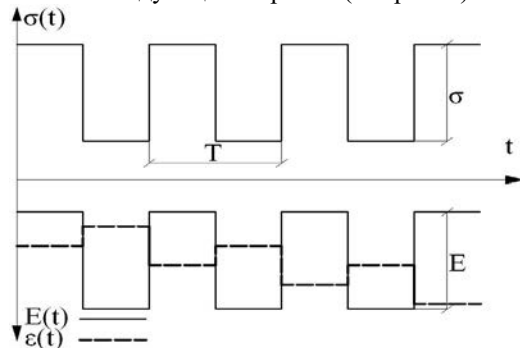


Рис. 4. Схематическое представление накопления остаточных деформаций уплотнения при циклическом нагружении упрочняющегося грунта с учётом разности модулей деформации при нагрузке и разгрузке ($E_n < E_p$).

Примем, что модуль деформации при нагрузке и разгрузке не равны и увеличиваются пропорционально количеству циклов n , т.е. $E_n(n) = E_n(1)n$, $E_p(n) = E_p(1)n$. Тогда деформацию в условиях компрессии при циклическом нагружении с амплитудой σ и периодом $T = 2\pi/\omega$ можем определить по формуле:

$$\sum_{n=1}^m \varepsilon(n) = \sigma \beta_v \left(\frac{1}{E_n(1)} - \frac{1}{E_p(1)} \right) \sum \frac{1}{n} \cong \varepsilon(1) \ln n \quad (7)$$

($n > 10000$)

Учитывая, что $n = t/T$, где t – время, после замены суммирования интегрированием уравнение (5) можно представить в виде:

$$\varepsilon_{\text{tot}}(t) = \varepsilon(1)(1 + \ln(t/T)) \quad t \geq T \quad (8)$$

В случае водонасыщенного грунта на основе (7) можно определить изменение порового давления при действии циклической нагрузки. В этом случае удобнее вместо модуля деформации использовать коэффициенты относительной сжимаемости $m_v = \beta_v/E$. Тогда для n -го цикла нагрузки получим следующее приращение порового давления:

$$u_w(n) = \sigma \left(\frac{m_{vH}(n)}{m_{vH}(n) + n_0 m_w} - \frac{m_{vP}(n)}{m_{vP}(n) + n_0 m_w} \right) \quad (9)$$

где $m_{vH} = m_{vH}(1)/n$; $m_{vP} = m_{vP}(1)/n$.

n_0 – пористость, m_w – коэффициент сжимаемости поровой газосодержащей воды.

Расчёты показали, что амплитуда колебаний $u_w(t)$ со временем затухает, а давление

$u_w(t)$ растёт со временем обратно пропорционально количеству циклов, т.е.:

$$\sum_{n=1}^{\infty} u_w(n) = \sum_{n=1}^{\infty} \sigma \left(\frac{m_{vn}(n)}{m_{vn}(n) + n_0 m_w} - \frac{m_{vp}(n)}{m_{vp}(n) + n_0 m_w} \right) \quad (10)$$

При одновременном действии на водонасыщенный грунт уплотняющей циклической и сдвиговой *постоянной* нагрузками угловые деформации грунта в условиях закрытой системы можно определить так:

$$\gamma(t) = \frac{\tau}{G} \cdot \frac{\tau^*}{\tau^* - \tau} \quad (11)$$

$$\text{где } \tau^* = [\sigma - u_w(t)] \tan \varphi + c \quad (12)$$

τ и τ^* - действующие и предельные касательные напряжения соответственно, G - модуль сдвиговой деформации, φ - угол внутреннего трения, c - сцепление.

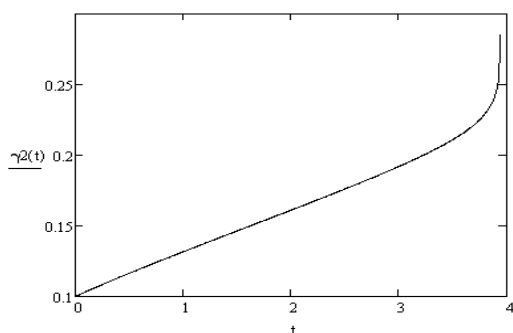


Рис. 5. Развитие сдвиговых деформаций грунта при одновременном действии постоянной сдвиговой нагрузки $\tau = \text{const}$ и циклической уплотняющей нагрузке $\sigma(t)$ по (3).

Суммирование (интегрирование) остаточных значений угловых деформаций (11) после каждого цикла изменения уплотняющей нагрузки σ приводит к развитию сдвиговых деформаций вплоть до прогрессирующего разрушения (рис. 5). Это явление часто наблюдается в лабораторных экспериментах, а в натурных условиях проявляется в виде потери устойчивости целого массива при циклических воздействиях (оползни, потеря несущей способности и пр.).

5. ПОЛЗУЧЕСТЬ ПРИ ВИБРАЦИОННЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Известно [Красников, 1970, Тер-Мартirosян, 2009, Цытович, 1983], что при расчёте сооружений и их оснований на действие динамических нагрузок одной из основных целей является проверка допустимых уровней вибраций для обеспечения нормальных условий работы машин, оборудова-

ния и людей. Для этого амплитуды свободных и вынужденных колебаний фундаментов должны удовлетворять условию $A_p \leq A_{дон}$, где A_p и $A_{дон}$ - расчётное и допустимое значение амплитуд.

Расчётную величину амплитуды колебаний определяют решая уравнение колебания в виде:

$$\ddot{z} + n_z \dot{z} + \lambda_z^2 = P_z(t)m \quad (13)$$

где z - перемещения, $\lambda_z = \sqrt{c_z F / m}$ круговая частота собственных колебаний, c_z - упругая жёсткость основания (коэффициент постели), F и m - площадь и масса фундамента, n_z - коэффициент затухания.

Решения уравнения (13) известны и они приводят к затуханию амплитуды при свободных колебаниях (без правой части), а при вынужденных колебаниях (с правой частью) может привести также и к резонансным явлениям (т.е. $A \rightarrow \infty$), когда частота нагружения ω совпадает с частотой λ_z .

Между тем известно, что при приложении сравнительно небольших динамических напряжений в грунтах могут наблюдаться весьма значительные остаточные деформации в связи с этим возникает необходимость разработки методов расчёта фундаментов на динамические воздействия с учётом упруго-пластических свойств грунтов, с целью определения не только амплитуд колебаний, но также остаточных деформаций.

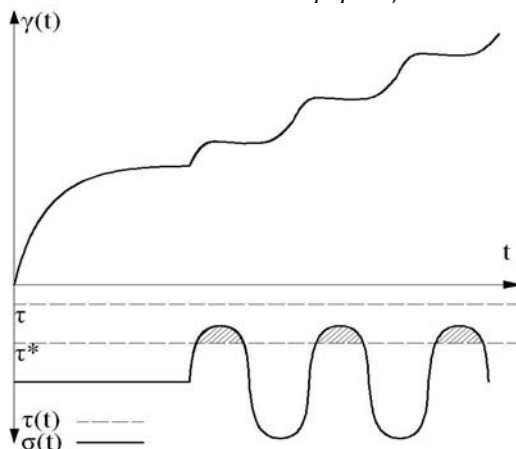


Рис. 6. Схематическое представление накопления деформаций сдвига в условиях простого сдвига (не среза) при $\tau = \text{const}$ и при статическом σ и вибрационном воздействиях, с амплитудой $\sigma_{cm} \alpha (\alpha < 1)$.

Для точного прогноза перемещений фундаментов следует использовать уравнение (13) с введением дополнительных коэффи-

циентов, учитывающих вязкое и пластическое поведение грунтов оснований.

Так, например, если учитывать, что коэффициент вязкого сопротивления n_z не является постоянной, а изменяется во времени или в зависимости от z т.е. $n_z = n_{z0} e^{a t}$ $n_z = n_{z0} e^{b z}$, то при свободных колебаниях мы получим существенное снижение амплитуды и сокращение времени затухания свободных колебаний (рис. 7).

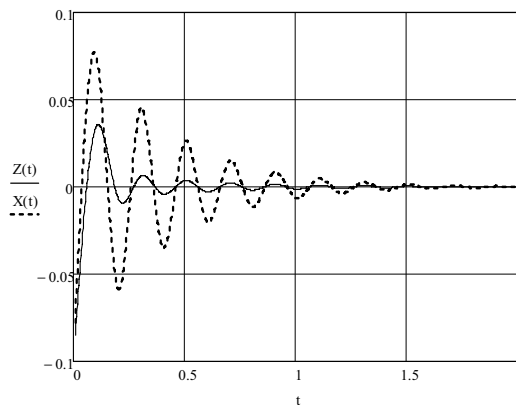


Рис. 7. Графики свободных колебаний системы фундамент-основание (13) от времени. $X(t)$ – без учёта и $Z(t)$ – с учётом упрочнения грунтов основания.

Этот результат получен на основании численного решения уравнения (13) при $c_z = c = const$ и $n_z = n_{z0} e^{a z}$. Однако и в этом случае мы не получаем остаточные перемещения z .

Рассмотрим случай, когда грунты основания оказывают неодинаковое сопротивление при нагружении и разгрузке, т.е. коэффициенты постели при нагрузке и разгрузке не равны, и что они со временем увеличиваются (упрочняются). В этом случае зависимость $c_z(t)$ можно представить в виде:

$$c_{zn}(z) = c_{zn}(1)n; c_{zp}(z) = c_{zp}(1)n \quad (14)$$

где n – количество циклов.

Без учёта инерционных сил и вязкого сопротивления, т.е. при низкочастотном воздействии ($\omega = 1-2$ Гц) по аналогии с (7) можем определить перемещение фундамента по формуле:

$$z(t) = \sigma \left(\frac{1}{c_n(1)} - \frac{1}{c_p(1)} \right) \left(1 + \ln \frac{t}{T} \right) \quad (15)$$

В этом случае циклическое воздействие приводит к накоплению вертикальных перемещений фундамента пропорционально

логарифму времени.

Без учёта вязкого сопротивления, но с учётом переменности c_z и пластического сопротивления σ^* (упруго-пластическая модель) вместо (13) получаем уравнение свободных колебаний в виде:

$$m\ddot{z} + c_z(t)z + \sigma^* = 0 \quad (16)$$

Решение этого уравнения численным методом даёт результаты существенно отличные от классического случая, когда $c_z(t) = c_{z0} = const$, $\sigma^* = 0$ (рис. 8).

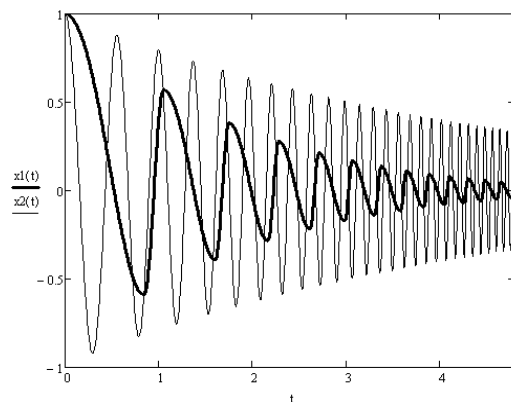


Рис. 8. Графики свободных колебаний системы фундамент-основание (16) от времени. $x_1(t)$ – с учётом и $x_2(t)$ – без учёта изменения коэффициента постели и дополнительного сопротивления основания σ^* .

6. ТЕОРЕТИЧЕСКЕ ОСНОВЫ РАСЧЁТА ОСАДОК ОСНОВАНИЙ ПРИ ВИБРАЦИОННЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Изложенные в предыдущем разделе результаты исследований о взаимодействии фундамента с основанием (далее система) показывают, что собственная частота колебаний фундамента не всегда совпадает с частотой изменения приложенной нагрузки. Для определения частоты и амплитуды колебания системы необходимо рассмотреть решение уравнения (13) с учётом особенностей свойств грунтов основания и контактных условий (см. рис. 7,8). Поэтому деформационные свойства грунтов оснований в лабораторных условиях следует определить по частотным характеристикам колебаний системы, а не приложенной нагрузки, т.е. по результатам решения (13).

Для определения осадки основания от действия вибрационного воздействия можно использовать теорию деформирования структурно-неустойчивых грунтов (Тер-

Мартirosян, 2009) полагая, что вибрационное воздействие на песчаные грунты влияет только на их физическое состояние, т.е. оно вызывает структурную неустойчивость. В таком случае мерой количественно оценки структурной неустойчивости может являться дополнительная относительная деформация, определяемая по результатам компрессионных испытаний под действием статической и дополнительной вибрационной нагрузки, т.е.

$$\varepsilon_{vb} = (h - h')/h \quad (17)$$

где ε_{vb} – относительная вибрационная просадка, h – высота образца при статической нагрузке, h' – высота образца после вибрационного воздействия, при той же нагрузке.

Тогда дополнительную просадку грунтов основания S_{vb} при вибрационном воздействии можно определить по формуле:

$$S_{vb} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vb,i} h_i K_{vb,i} \quad (18)$$

где $\varepsilon_{vb,i}$ – дополнительная деформация i -ого слоя под действием вибрации с заданными частотными характеристиками (ω , A), под действием статической нагрузки в i -ом слое $\sigma_{z,i}$, h_i – толщина i -ого слоя, $K_{vb,i}$ – коэффициент учитывающий ширину фундамента, причём при $b \geq 12$ м его принимают равным единице для всех слоёв зоны влияния вибраций; при $b \leq 3$ м вычисляются по формуле:

$$K_{vb,i} = 0,5 + 1,5(p/p^*) \quad (19)$$

где p , p^* – действующее и предельное давление под подошвой фундамента, соответственно.

Относительная вибрационная просадка неинвариантна относительно напряжённого состояния. Поэтому целесообразно использовать другие инвариантные показатели характеризующие просадку при вибрации.

Экспериментальные исследования показывают, что с ростом ускорения вибрационного воздействия увеличивается дополнительная деформация грунта, т.е.

$$\varepsilon = \varepsilon(a_0) + \alpha(a - a_0)\sigma \quad (20)$$

где $\varepsilon(a_0)$ – деформация от действия статического напряжения σ , второе слагаемое – деформация от действия вибрационной нагрузки при $a > a_0$, где α – экспериментальный параметр, a и a_0 – действующее и начальное (критическое) ускорение, после которого происходит интенсивное уплотнение, причём $a_{vb}^{\max} = 4\pi^2 A \omega^2$, где ω –

круговая частота.

Зависимость (20) в рамках линейной теории деформирования сплошной среды можно представить в виде:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_{st}} - \frac{\nu_{st}}{E_{st}}(\sigma_2 + \sigma_3) + \beta(a)\Delta a \quad (21)$$

где $\beta(a)$ – коэффициент линейной деформации, определяемый по зависимости:

$$\beta(a) = \frac{\varepsilon_1(a) 1 - \nu}{\Delta a 1 + \nu} \quad (22)$$

Δa – приращение ускорения относительно начального (критического) ускорения a_0 , $\varepsilon_1(a)$ – дополнительная деформация в условиях компрессионного сжатия при заданном ускорении a и σ , ν – коэффициент Пуассона.

Зависимость (22) можно представить в виде:

$$\varepsilon_1(a) = \beta(a)\Delta(a) \frac{1 + \nu}{1 - \nu} \quad (23)$$

Сравнивая (17) и (23) получаем связь между коэффициентом вибрационной просадки ε_{vb} и коэффициентом относительной деформации ε_1 . Это позволяет использовать ε_{vb} в расчётах НДС оснований в трёхмерной постановке.

В расчёте осадок с учётом сложного напряжённого состояния, зависимость (21) можно представить также в виде

$$\varepsilon_z(\sigma_z, \sigma, a) = \frac{\sigma_{zi} - \sigma_i}{2G_i} - \frac{\sigma_i}{K_i} + \beta_i(a)\Delta a_i \quad (24)$$

где G_i и K_i – модули сдвиговой и объёмной деформации i -го слоя, σ_i – среднее напряжение ($\sigma_i = (\sigma_{xi} + \sigma_{yi} + \sigma_{zi})/3$).

Изложенное выше позволяет рассчитывать осадки оснований высотных зданий методом послойного суммирования с учётом ползучести, а также при циклическом и вибрационном воздействиях.

7. ЛИТЕРАТУРА

- Вялов С.С. 1978. *Реологические основы механики грунтов*, М., Высшая школа.
- Зарецкий Ю.К. 1988. *Вязкопластичность грунтов и расчёт сооружений*, М., Стройиздат.
- Красников Н.Д. 1970. *Динамические свойства грунтов и методы их определения*, Ленинград, Стройиздат.
- Тер-Мартirosян З.Г. 2009. *Механика грунтов*, М., АСВ.
- Цытович Н.А. 1983. *Механика грунтов*, М., Высшая школа.

Влияние микротрещин на разуплотнение и разрушение песчаных грунтов под штампом

Р.М. Хафизов

ООО “СЕВЕР-ЭСТ”, г. Москва, Российская Федерация

АННОТАЦИЯ: Приведена методика численного расчета напряженно-деформированного состояния песчаного основания под жестким заглубленным центрально нагруженным штампом с учетом упруго-пластических деформаций и трещинообразования. Проводится сравнение результатов расчета с материалами экспериментальных исследований. Установлено, что одной из основных причин провальных осадок заглубленного штампа при критической нагрузке является обширное сильное разрыхление грунта под его подошвой. Определен размер этой зоны. Расчетom установлено, что разуплотнение грунта сопровождается значительным уменьшением величины грунтового ядра под штампом при критической нагрузке.

Фундаменты высотных зданий должны обладать высокой степенью надежности. Однако методика расчета грунтовых оснований под ними в предельном и критическом состояниях не ясна и требует доработки. В первую очередь это относится к песчаным грунтам.

Некоторые экспериментальные исследования показывают, что в песчаных грунтах при предельных нагрузках происходят специфические процессы, не соответствующие общепринятым представлениям [3]. Это позволяет отнести указанные грунты, характеризующиеся почти полным отсутствием сцепления, к специфическим, требующим нестандартного подхода при определении их несущей способности.

Современные методы расчета не учитывают влияния предельных нормальных растягивающих напряжений на несущую способность грунтовых оснований. Это приводит к неоправданному завышению их несущей способности в упруго-пластической стадии деформирования. В настоящее время методики расчета в этой стадии не позволяют определять значения критической нагрузки, при которой происходят провальные осадки с полной потерей устойчивости грунтового основания под подошвой фундаментов. Комплекс указанных факторов делает невозможным проектирование экономически выгодных фундаментов высотных зданий с использованием расчетов по П-

му предельному состоянию (деформациям).

Целью изложенной ниже исследовательской работы являлась оценка степени влияния предельных нормальных растягивающих напряжений на НДС (напряженно-деформированное состояние) и несущую способность песчаного грунтового основания под заглубленным цилиндрическим жестким штампом, нагруженным осесимметричной нагрузкой.

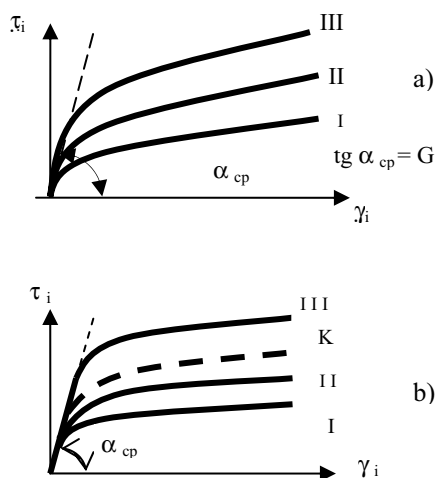
Исследования включали две стадии. В первой стадии была разработана методика расчета грунтового основания в упруго-пластической стадии деформирования с учетом разрушений от растягивающих напряжений. На второй стадии проводилось сравнение результатов экспериментов по вдавливанию цилиндрических штампов в песчаное основание с результатами расчетов по указанной методике.

При расчетах был использован метод последовательных приближений, а именно, способ упругих решений, разработанный акад. А.А. Ильюшиным. Этот способ был доработан И. А. Биргером и известен как метод переменных параметров упругости. Решение задачи реализовано численным методом конечных элементов. Для этого использовали упруго-пластическую модель грунта деформационного типа $\tau_i = f(\gamma_i)$, где τ_i – интенсивность касательных напряжений, а γ_i – интенсивность деформаций сдвига. При расчетах учитывали, что среднее

нормальное напряжение σ_m зависит от объемной деформации, а интенсивность касательных напряжений зависит не только от интенсивности деформаций сдвига, но и от среднего нормального напряжения.

Исходные расчетные параметры грунта обычно получают по результатам трехосных испытаний образцов.

Для получения зависимости $\tau_i = f(\gamma_i)$ цилиндрический образец сначала подвергают всестороннему равномерному сжатию. Затем увеличивают осевое напряжение так, чтобы среднее нормальное напряжение оставалось



постоянным, а интенсивность касательных

Рис. 1. Графики формообразования:

а) – по результатам испытаний образцов грунта на трехосных приборах; б) – расчетные графики: I...I I I, K – соответственно при средних напряжениях σ_m^I , σ_m^{II} , σ_m^{III} , σ_m^K .

напряжений возрастала. В результате получают график формообразования I для конкретной величины среднего нормального напряжения σ_m^I (рис.1а). Повторив такие испытания для второго образца однотипного грунта, получают график II при σ_m^{II} и т.д.

Так как все образцы отбираются от единого монолита грунта, то их модуль сдвига на всех графиках должен быть одинаковым. Существенным недостатком трехосных испытаний является то, что для построения очередного графика формообразования

каждый раз необходимо изготавливать новый образец грунта. Сделать все образцы идентичными невозможно. Это приводит к тому, что на графиках формообразования наблюдается несоответствие модулей сдвига для отдельных образцов одного и того же грунта. По этой причине целесообразно определить осредненную величину полученных модулей сдвига образцов и в дальнейших расчетах оперировать уже этой осредненной величиной, общей для всех графиков. Тогда расчетные графики I-III примут вид, изображенный на рис.1-б. Общий прямолинейный участок графиков соответствует упругой стадии деформирования грунта, а криволинейные участки - пластической стадии.

Последовательность расчетов с использованием расчетных графиков формообразования в общем случае следующая:

- Под воздействием внешней нагрузки Р поочередно определяют компоненты НДС для каждого конечного элемента. Для рассматриваемого элемента с модулем сдвига грунта G в упругой стадии деформирования вычисляют тензор напряжений и среднее напряжение σ_m^k . Определяют исходный график формообразования $\tau_i = f(\gamma_i)$, соответствующий этому значению среднего напряжения. Например, на рис.1-б значения координат второго (пластического) участка этого графика при σ_m^k определяют интерполяцией между соответствующими ординатами графиков II и III.

- Дальнейший расчет с использованием полученного для конечного элемента графика K, соответствующего среднему напряжению σ_m^k , производится по изложенной ниже методике.

В “нулевом приближении” условно принимают, что рассматриваемый элемент находится в упругом состоянии. По исходным расчетным параметрам для этой стадии: модуля деформации G, коэффициента Пуассона μ , предельному значению интенсивности касательных напряжений $\tau_{i\text{пр}}$ вычисляют τ_i и γ_i . Значение $\tau_{i\text{пр}}$ является границей между упругой и пластической стадии деформирования грунта. Если оказывается, что $\tau_i < \tau_{i\text{пр}}$, (т.е. грунт находится в упругой стадии) или растягивающие напряжения по радиальному, вертикальному или кольцевому направлениям не превышают предель-

но допустимого значения R_1 , то вычисляют НДС и переходят к следующему элементу. При превышении R_1 происходит разрыв (разрушение) конечного элемента. Он теряет сплошность и не в состоянии воспринимать приложенные к нему усилия и деформации, поэтому для рассматриваемого конечного элемента принимают $G=0$. Это является математической формулировкой образования микротрещины в конечном элементе. Указанные элементы при этом не удаляются и остаются на своих местах.

Если оказывается, что $\tau_i > \tau_{i \text{ пр}}$, то это означает, что рассматриваемый конечный элемент находится в пластической стадии деформирования. На графике в “нулевом” приближении получают точку 1 с координатами τ_{i1} и γ_{i1} (рис.2). Так как фактически величина τ_{i1} не может превысить величину, определяемую участком АВ, то принимают значение $\tau_{i \text{ пр}}$, соответствующее точке 1'.

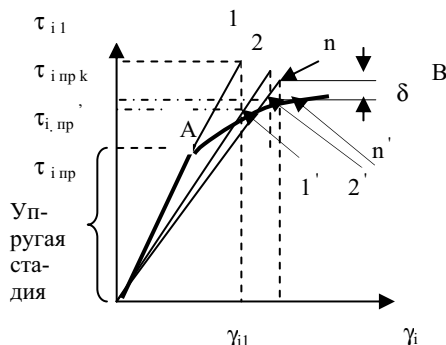


Рис. 2. Схема решения упруго- пластической задачи для конечного элемента.

Следовательно, при первом приближении (итерации) рассматривают не первоначальный график, а график 01 В. Новые упругие параметры конечного элемента определяют с учетом нового значения $\tau_{i \text{ пр}}$ при прежнем γ_{i1} . Эти величины используют для определения НДС элемента при первой итерации. Аналогичным способом продолжают последовательные приближения до момента, когда при (n-1)-й итерации разница δ между координатами точек n и n не превышает заданной точности вычислений, например 1%. В частности, для k-го конечного элемента при последней n-й итерации в этом случае необходимо соблюдать условие $\delta/\tau_{i \text{ пр } k} <$

0,01. После проверки условий образования предельных сдвигов проводят проверку на разрыв по сформулированной выше методике.

В процессе конкретных расчетов, результаты которых изложены ниже, второй (пластический) участок графиков формообразования в отличие от графиков на рис. 1-б удобно представить прямолинейным. Первый участок, также как и на рис. 1-б, соответствует упругой стадии деформирования грунта. Тогда точка стыка этих прямых соответствует моменту перехода грунта из упругого состояния - в пластическое. Тангенс угла наклона первого участка графика к горизонтальной оси равен модулю деформации грунта в упругой стадии G . Тангенс угла наклона второго участка к горизонтальной оси равен модулю упрочнения грунта G_y .

Изложенный выше метод учета трещинообразования не является новым. Например, он был успешно использован при расчетах прочности столь ответственных сооружений, как бетонные плотины, и подтвердил свою надежность и эффективность [1]. Конечно, существуют различия между свойствами бетона и грунта, поэтому необходимо учитывать особенности в подходе к расчетной модели грунтового основания, как это предложено делать в вышеизложенной авторской методике расчета. Благодаря микротрещинам, развивающимся одновременно с пластическими сдвигами, происходит дополнительное ослабление основания и ускоряется момент истощения его несущей способности.

Под воздействием предельных нормальных растягивающих напряжений в пределах конечного элемента происходит потеря контакта между соседними частицами грунта с образованием микротрещины. В связных грунтах, обладающих силами сцепления, этот процесс ярко выражен и не вызывает сомнений. Однако растрескивание имеет место и в песчаных основаниях. Даже в сухих неуплотненных песчаных грунтах они появляются под воздействием растягивающих напряжений благодаря внутреннему трению минеральных частиц [2].

Существует и другой подход к образованию трещин с использованием теоретических положений механики разрушения. Он объясняет этот процесс накоплением внутренней энергии, которая в определенный момент освобождается и приводит к лавин-

ному образованию протяженных трещин. Можно привести пример лавинных многокилометровых разрушений трубопроводов. В прочных мерзлых грунтах при промерзании также наблюдается образование морозобойного растрескивания, с образованием протяженных макротрещин на больших площадях. Однако такой тип трещинообразования имеет место, преимущественно, в прочных телах с большим пределом прочности на растяжение, в которых имеется возможность накапливания большого количества потенциальной энергии.

Методика, использованная в автором, удобна при численных расчетах, так как имеет дело с локальными микротрещинами, образующимися в каждом отдельном конечном элементе. Особенно удобен указанный метод при расчетах в песчаных грунтах, прочность которых сравнительно невелика и поэтому использование механики разрушений для них затруднительно.

Для анализа методики расчета были выбраны два цикла исследований, позволяющих получить картину НДС песчаных оснований. Это исследования Г.А. Скормина под руководством профессора М.В. Малышева в песках средней плотности [2] и профессора Ю.Н. Мурзенко в плотных грунтах [3]. Однако даже в них трехосные испытания образцов для определения исходных прочностных и деформационных характеристик не проводились. Из опубликованных материалов можно было получить только экспериментальные значения предельного сопротивления грунта сжатию R_s по данным компрессионных испытаний, модуля деформаций песчаного основания E_g , коэффициент Пуассона μ и зависимость между сопротивлениями сдвига и нормальными напряжениями по данным испытаний в приборе одноплоскостного сдвига. Предельное сопротивление грунта растяжению R_1 принимали равным нулю. Согласно R_s по диаграмме сдвига была определена предельная величина интенсивности касательных напряжений $\tau_{i\text{ пр}}$.

Ниже преимущественно приведены материалы экспериментов профессора Ю.Н. Мурзенко по вдавливанию заглубленного в плотный песок жесткого штампа диаметром 28 см, и их сравнение с результатами расчетов по изложенной выше методике. Результаты исследований в полной мере изложены

только в его диссертационной работе на соискание ученой степени доктора технических наук [3]. В других публикациях наиболее ценные результаты его исследований автором не обнаружены. Экспериментальные исследования проводились в пространственном лотке шириной 3х3 м высотой 2,2 м. Использовали воздушно-сухой песок (влажность 0,16-0,22%) плотного сложения (объемный вес $\gamma=17,4$ кН/м³, коэффициент пористости 0,53) средней крупности (частиц 2-1 мм – 9,6%; 1 – 0,5 мм – 39,4 %, менее 0,5 мм – 49,7%), с углом внутреннего трения – 41,5 град. Песок укладывали в лоток слоями с трамбованием каждого слоя. Стальной штамп диаметром $D=28$ см был заглублен в песок на величину $0,5D$ и оклеен наждачной бумагой.

Параметры грунта, использованные при расчетах: $R_s=280$ кПа; $R_1=0$; $\tau_{i\text{ пр}}=270$ кПа; $E=1 \times 10^4$ кПа; $\mu=0,25$; $\gamma=17,5$ кН/м³. Они позволяли построить только билинейную диаграмму формообразования при R_s . По этой причине программа расчета была изменена применительно к этому частному случаю.

Указанная диаграмма допустима, так как известно, что плотный песчаный грунт, достаточно близко соответствует модели среды, описываемой подобным графиком. Первый участок соответствует упругой (линейной) стадии деформирования грунта, а второй – упрочнению. Расчетный график наиболее достоверен при предельных нагрузках на штамп. При допредельных нагрузках возможно небольшое занижение деформаций в грунте с уменьшением количества микротрещин и упруго-пластических зон. Однако это позволяет и в этих случаях получить общую картину НДС грунтового основания.

При сравнительном анализе осадок штампа рассматривали три расчетных варианта. В первом варианте расчеты проводили исходя из гипотезы упругого деформирования грунта; во втором – с учетом его упруго-пластической работы; в третьем – дополнительно учитывали разрыв основания от растягивающих напряжений. Графики для каждого варианта показаны на рис.3.

Сравнение графиков показывает, что при учете упруго-пластического деформирования грунта осадки штампа ближе к фактическим, чем в варианте упругой работы основания. Осадки штампа согласно графику

2 больше, чем при первом варианте. Однако даже в этом случае они занижают значения фактических осадок, полученных по результатам экспериментальных исследований.

Из графика 3 следует, что образование трещин значительно ослабляет грунтовый массив и приводит к дополнительному повышению его деформативности. Осадка штампа в этом случае проходит интенсивнее, чем при расчетах с учетом только упруго-пластической работы грунта (2 на рис.3) и соответствует экспериментальным данным.

В таблице 1 приведены значения осадок штампа, определенных расчетом с учетом микротрещин (W_t) и значения, полученные при испытаниях (W_n).

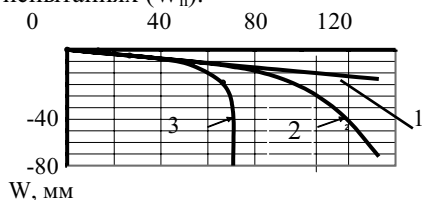


Рис.3. Графики расчетных зависимостей осадки штампа от нагрузки:

1-по методу линейно-деформируемого основания; 2 - при учете упруго-пластических деформаций грунта; 3 - с учетом образования микротрещин; 0 – экспериментальные значения.

Таблица 1. Осадки штампа.

Нагрузка кН	Осадки (мм)	
	W_t	W_e
0	0	0
13,3	-2,07	-
26,6	-4,08	-4,08
39,98	-6,25	-
53,2	-10,77	-10,0
66,47	-23,68	-22,6
70,72	-42,4	-
70,73	-80,0	-

Экспериментальное значение предельной нагрузки, соответствующее последней ступени нагружения штампа перед потерей устойчивости основания, составило $N_{p, \text{экс}} = 66,47$ кН, а уточненное расчетное значение по третьему методу $N_p = 70,72$ кН. Провальные осадки согласно расчетам наступили при предельной критической нагрузке $N_k = 70,73$ кН. При втором методе расчета разрушение основания не выявлено даже при 132,94 кН. Предельная нагрузка превыша-

ется в 1,88 раза по сравнению с фактической. То есть проектирование фундаментов без учета этого фактора может привести к разрушению опирающихся на них сооружений.

Из таблицы 1 видно, расчетные значения осадок в линейной стадии деформирования грунта (при 26,6 кН) совпадают с экспериментальными. В упруго-пластической стадии деформирования грунта (при 53,2 кН и 66,47 кН) расчетные осадки близки к экспериментальным и превышают их на 5-8%. Это позволяет сделать вывод о допустимости использования изложенной выше методики расчетов для оценки деформативности грунтового песчаного основания.

Расчетные графики распределения вертикальных нормальных напряжений в грунтовом массиве в уровне подошвы штампа приведены на рис.4. При небольших значениях нагрузки (график 1 на рис.4) грунтовый массив работает как упругое линейно-деформируемое тело, в котором напряжения перераспределяются по всему его объему. Участок графика под штампом близок по форме к эпюре реактивных напряжений по решению Я. Буссинеска.

Для нагрузок за пределами линейной части графика “осадка-нагрузка” расчетная эпюра реактивных давлений под подошвой штампа имеет седлообразное очертание. Седлообразная форма сохраняется также при предельной нагрузке, предшествующей провальной осадке штампа (график 2 на рис.4) и критической нагрузке (график 3 на рис.4). При этом значения вертикальных напряжений под краями штампа не равны нулю.

Экспериментальные эпюры контактных давлений до среднего давления 900 кПа имеют седлообразное очертание (графики 4 и 5 на рис.4). При предельной нагрузке эпюра принимает форму, близкую к параболической (график 6 на рис.4). Экспериментальные значения контактных давлений превышают расчетные величины вертикальных напряжений. Под внешней границей штампа экспериментальные значения давлений равны нулю. Интегральная сумма экспериментальных значений вертикальных напряжений равна значению внешней нагрузки. Подобная картина реактивных давлений соответствует классической теории пластичности. Согласно этой теории должен был наблюдаться выпор грунта из-под

штампа по всему периметру. Однако в эксперименте он отсутствовал (местное одностороннее выдавливание песка можно объяснить неточностью приложения нагрузки, вызвавшей небольшой крен штампа).

При экспериментальных исследованиях метод измерения реактивных давлений под штампом при помощи датчиков давлений обычно дает нечеткие, иногда противоречивые результаты. Многочисленными опытами установлено, что допустимой точностью подобных измерений считается 15-20% расхождения между фактической и измеренной нагрузками. С учетом того, что такое расхождение справедливо в каждую сторону от фактического значения, интервал допус-

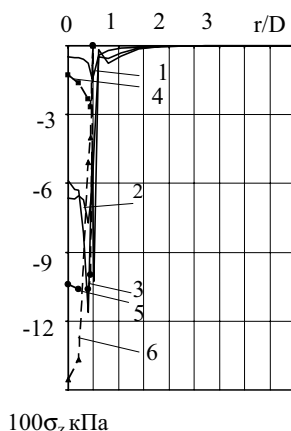


Рис.4. Графики распределения вертикальных нормальных напряжений в уровне подошвы штампа: 1...3 - расчетные при $p_{cp} = 200; 1000; 1151$ кПа; 4...6 - экспериментальные при давлении на штамп $p_{cp} = 200; 1000; 1090$ кПа.

тимой ошибки достигает 30-40%. В таких условиях можно говорить только об общих тенденциях, а не о закономерностях. В частности, только такими погрешностями можно объяснить симметричность опытных эпюр контактных давлений при наличии крена штампа. Исходя из вышеизложенного, можно считать, что опытные эпюры вертикальных давлений достаточно близки к вычисленным.

На примере поверхностного штампа можно проследить за зарождением и развитием микротрещин в песчаном основании. Согласно расчетам первые микротрещины появляется на поверхности сухого песчаного грунтового массива вокруг штампа при первой ступени нагружения. Это подтвер-

ждено экспериментально [2]. Первые микротрещины под краями штампа появляются при $0,46 N_p$ (рис. 5-а). В дальнейшем они развиваются, преимущественно, под краями штампа. Разрушенные грунтовые элементы соединены друг с другом, поэтому образуется единая цилиндрическая поверхность разрушения грунта, начинающаяся с поверхности основания. В частности, при $0,77 N_p$ глубина растрескивания на рис. 5-б достигает глубины $0,67D$.

Подобная закономерность наблюдается и для заглубленного штампа. На рис.6 показаны зоны предельного состояния грунта при предельной нагрузке N_p , непосредственно

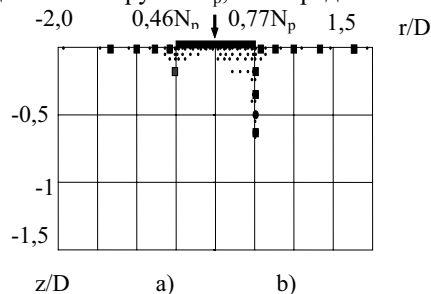


Рис.5. Зоны предельного состояния песчаного грунта при допредельных нагрузках:

- - Участки растрескивания грунта.
- - Участки пластических сдвигов.

предшествующей провальным осадкам штампа, и при критической нагрузке N_k , приводящей к провальным осадкам штампа. Пластические сдвиги грунта наблюдаются на боковой поверхности заглубленной части штампа, но основной объем зоны сдвигов образуется в пределах цилиндрической зоны под штампом и распространяется на глубину $1,7D$ ниже его подошвы (рис. 6-а). При N_p трещины в верхней части до глубины $1,0D$ расположены на цилиндрической поверхности, проходящей через края штампа. По мере заглубления от подошвы штампа ширина зоны растрескивания увеличивается. Трещины, преимущественно, образуются от воздействия растягивающих радиальных и кольцевых напряжений. Коническая поверхность 2 отделяет зону уплотненного грунта от зоны разрушений, заключенной между линиями 1 и 2. Коническая форма уплотненного ядра способствует более интенсивному погружению штампа при предельной на-

грузке.

При нагрузке N_k на глубинах $(0,6...1,3)D$ дополнительно образуется небольшая зона растрескивания и пластических сдвигов грунта в боковой зоне ниже штампа. Область растрескивания распространяется почти на всю нижнюю часть предельной зоны (рис. 6-б) Внешней границей этой зоны является линия 3, а внутренней – линия 4. Большинство трещин возникают от совместного воздействия 2...3 компонент тензора напряжений. При растрескивании грунтового элемента образуется пустота. По этой причине рассматриваемый элемент разрыхляет

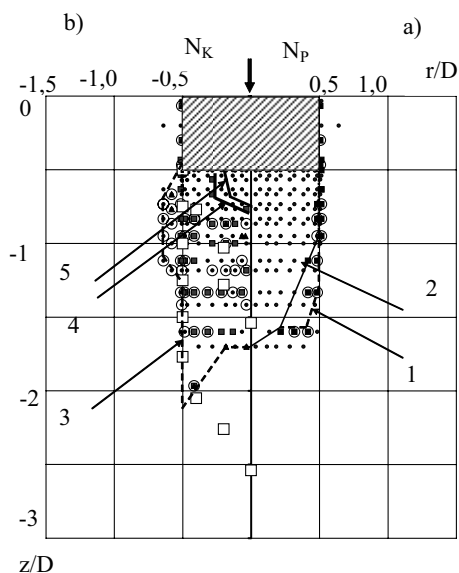


Рис.6. Зоны предельного состояния грунта при предельной и критической нагрузках. Участки растрескивания грунта: ■- от радиальных напряжений; ○- от кольцевых напряжений; ▲- от вертикальных напряжений. ● - Участки пластических сдвигов. □- Экспериментальные точки разуплотнения.

ся и теряет механические свойства сплошной среды, то есть происходит его разрушение. Отсюда следует, что зона растрескивания является одновременно и зоной сильно-го разрыхления песчаного основания.

Это подтверждают результаты испытаний, проведенных Ю.Н. Мурзенко. На рис.6-б белыми квадратами показаны точки максимального разуплотнения грунта, определенные послойным механическим зондированием песчаного основания специальной иглой-зондом после воздействия

предельной критической нагрузки. Ю.Н. Мурзенко отметил, что в этих точках “появляется особое состояние грунта ..., которое характеризуется чрезвычайно высокой пористостью. Этой пористости можно достичь лишь уменьшением количества контактов между частицами ниже некоторого минимального предела”. Этот вывод подтверждает приведенные выше соображения. Почти все экспериментальные точки разрыхления расположены в расчетной области растрескивания основания, ограниченной пунктирными линиями 3 и 4 на рис. 6-б. Только две нижние точки находятся ниже расчетной зоны растрескивания. Однако, по замечанию Ю.Н. Мурзенко это можно объяснить тем, что в процессе испытаний “... игла-плотномер увеличивает реальное уплотнение и разуплотнение песчаного грунта”. Результаты испытаний подтверждают соответствие расчетной картины растрескивания (и максимального разуплотнения) грунта экспериментальным данным.

Внутренняя расчетная граница 4 зоны разрушения грунта на рис. 6-б удовлетворительно соответствует линии 5, являющейся границей области уплотненного грунтового ядра, измеренной в процессе испытаний зондированием. Эта небольшая область остается единственной, не подверженной растрескиванию и разрыхлению в стадии провальных осадок штампа.

Изложенная картина разрушения песчаного грунта под штампом при критической нагрузке может показаться парадоксальной, противоречащей общепринятой теории предельного равновесия грунта. Однако она соответствует экспериментальным данным и результатам расчета по изложенной выше методике.

ВЫВОДЫ.

-Расчеты позволили определить все компоненты напряженного и деформированного состояния грунтового основания при допредельных и критической нагрузках. Получены новые результаты, которые не всегда соответствуют понятиям, общепринятым в современной механике грунтов. В частности, расчетами подтверждено, что при увеличении осевой вдавливающей нагрузки происходит последовательное зарождение и увеличение грунтового уплотненного ядра под подошвой фундамента. Оно сохраняется и при предельной нагрузке, непосредственно

предшествующей критической. Расчетom установлено, что в песчаном основании при критической нагрузке, соответствующей провальной осадке фундамента, происходит не уплотнение, а, в противоположность общепринятому представлению, обширное сильное разрыхление песчаного грунта под штампом. При этом происходит резкое уменьшение размеров уплотненного грунтового ядра. Расчеты позволили определить динамику изменения размеров и конфигурации зон разрыхления и уплотнения основания.

-Проведено сравнение вычисленных напряжений, осадок и зон разуплотнения песчаных оснований с материалами экспериментальных исследований и результатами расчетов с учетом и без учета предельных растягивающих напряжений. Установлено, что благодаря микротрещинам происходит дополнительное ослабление основания и ускоряется момент исчерпания его несущей способности. Это наглядно показано на графиках.

-Учет процесса образования микротрещин значительно увеличивает осадки штампа по сравнению с методами расчета с учетом только упруго-пластического деформирования грунта. Полученная картина деформирования грунтового основания соответствует экспериментальным данным.

-Вертикальные напряжения распространяются на весь массив, а не ограничиваются объемом под нижней поверхностью штампа, как это следует из классической теории пластичности. Расчетные эпюры реактивных давлений под подошвой штампа имеют седлообразное очертание на всех стадиях нагружения.

-Расчетами установлено, что при потере устойчивости песчаного основания грунт из-под поверхностного незаглубленного штампа вытесняется на поверхность массива. Из-под заглубленного штампа грунт на поверхность массива не вытесняется. Вычисленные форма и размеры области предельного состояния не соответствуют классической теории пластичности.

-Основной причиной возникновения большого объема сильно разрыхленного песчаного грунта под штампом при критической нагрузке являются пластические сдвиги и образование микротрещин. Расчетom установлена форма и размеры зоны разуплотнения основания. Результаты испытаний

Ю.Н. Мурзенко подтверждают эти расчеты.

- Расчетами установлено, что в песчаных основаниях основной причиной провальных осадок заглубленного штампа при критической нагрузке является обширное сильное разрыхление грунта под его подошвой.

- Разработанная методика расчета с учетом образования микротрещин, в отличие от существующих методик, позволяют определять значения критических нагрузок, при которой происходят провальные осадки с полной потерей устойчивости грунтового основания под подошвой фундаментов. Это позволяет проектировать экономически выгодные фундаменты высотных зданий в песчаных грунтах, обладающих специфическими свойствами, с использованием расчетов по второму предельному состоянию (по допустимым деформациям).

- Указанная методика применима также к другим специфическим грунтам.

ЛИТЕРАТУРА

1. Зенкевич О., Чанг И. 1967. Стр. 48-50. *Метод конечных элементов в теории сооружений и в механике сплошных сред.* - Нью-Йорк.
2. Скормин Г.А., Малышев М.В. 1970. Стр. 2-5. Экспериментальное исследование распределения напряжений в песчаном основании под круглым фундаментом в процессе роста нагрузки. // *"Основания, фундаменты и механика грунтов"*. -№ 5.
3. Мурзенко Ю.Н. 1972. Стр. 120-368. Экспериментально-теоретические исследования силового взаимодействия фундаментов и песчаного основания. *Автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук.* - Новочеркасск.

**Фундаменты
городских мостов и эстакад**

Корректировка существующих методик оценки сопротивления свай горизонтальным нагрузкам

Б.В. Бахолдин, Е.В. Труфанова
НИИОСП им. Н.М. Герсегова, г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: На основании рассмотрения результатов экспериментальных исследований предлагается методика расчета свай на горизонтальные нагрузки с использованием стандартных прочностных и деформационных характеристик грунтов.

В настоящее время при проектировании и строительстве высотных зданий наиболее надежными и, соответственно, самыми распространенными являются свайные фундаменты. Одной из особенностей конструирования свайных фундаментов высотных зданий в отличие от фундаментов зданий небольшой этажности является необходимость передачи на них значительных, иногда критических величин горизонтальных (ветровых и сейсмических) нагрузок. Поэтому свайные фундаменты многих высотных зданий по условиям работы, а также исходя из степени ответственности, требуют повышенной точности их расчета на действие горизонтальных нагрузок.

Оценка сопротивления свай горизонтальным нагрузкам в настоящее время осуществляется с использованием эмпирических коэффициентов постели, приведенные значения которых в СНиП 2.02.03–85 и СП 50–102–2003 различаются в несколько раз и никак не связаны с общепринятыми характеристиками грунтов, что в ряду случаев при расчетах приводит к несовпадению полученных результатов с опытными данными (Бахолдин и Труфанова, 2006). Оценку точности получаемых результатов по указанным методам представляется целесообразным осуществить по имеющимся уникальным данным статических испытаний свай, проведенных в широком диапазоне горизонтальных нагру-

зок при строительстве Западно-Сибирского металлургического завода в г. Новокузнецке Кемеровской области. Грунтовые условия участка строительства этого завода характеризовались залеганием на глубине примерно до 20 м глинистых грунтов от мягкопластичной до тугопластичной консистенции с прочностными и деформационными характеристиками, приведенными в табл. 1.

Таблица 1. Характеристики верхнего слоя грунта

№ ИГЭ	№ свай	E_k , кПа	γ , кН/м ³	c , кПа	ϕ , градус	I_L
1	611'	4700	19,6	10,0	18	0,98
2	758'	—	18,9	20,0	18	0,70
3	842'	—	18,9	20,0	18	0,70

Примечания к табл. 1:

Значение E_k соответствует компрессионному модулю деформации.

Модуль деформации E для ИГЭ-2 и ИГЭ-3 определен по СНиП 2.02.01-83 – 12000 кПа.

Испытанию подвергались забивные сваи длиной 10 ÷ 14 м поперечным сечением от 35 × 35 см до 40 × 40 см, изготовленные в соответствии с требованиями ГОСТ 1904.0. Методика испытаний была принята по ГОСТ 5686. Горизонтальное нагружение проводилось ступенями по 10 кН до суммарных нагрузок 100 ÷ 200 кН. Результаты испытаний приведены на рис. 1 ÷ 3. На этих рисунках приведены также результаты

расчета испытанных свай в соответствии с положениями СНиП 2.02.03-85 и СП 50-102-2003, основанными на использовании коэффициента постели. Индексом 1 на этих рисунках показаны графики, полученные по результатам испытания свай, а индексами 2 и 3 – результаты расчета по указанным нормативным документам. Сопоставление полученных экспериментальных данных с проведенными расчетами по указанным нормативным документам свидетельствует во всех случаях о явном их взаимном несовпадении. Горизонтальные перемещения свай при расчете их по методу коэффициента постели оказываются в $5 \div 20$ раз выше опытных данных. Это свидетельствует о необходимости совершенствования методов расчета горизонтально нагруженных свай.

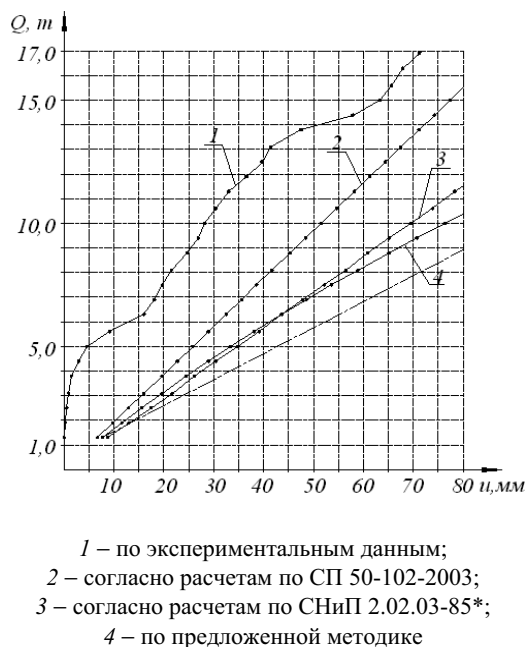


Рис. 1. Графики зависимости перемещения головы сваи № 611' от горизонтальной нагрузки по результатам теоретических расчетов и экспериментальным данным

Расчеты, основанные на использовании коэффициента постели, детально рассматривают перемещения головы сваи при горизонтальном ее нагружении за счет изгиба железобетонной сваи. Фактически же деформации изгиба сваи на один $\div$ два поряд-

ков меньше деформаций, происходящих непосредственно в грунте. Следовательно, методики расчета действующих в настоящее время нормативных документов, учитывая жесткостные параметры материала сваи, не используют реальные деформационные характеристики грунтов.

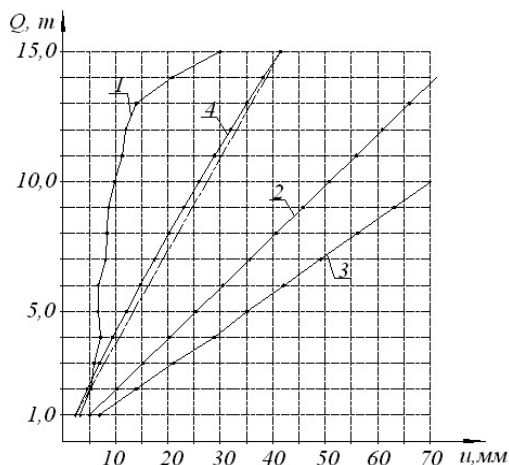


Рис. 2. Графики зависимости перемещения головы сваи № 758' от горизонтальной нагрузки по результатам теоретических расчетов и экспериментальным данным (обозначения – см. рис. 1)

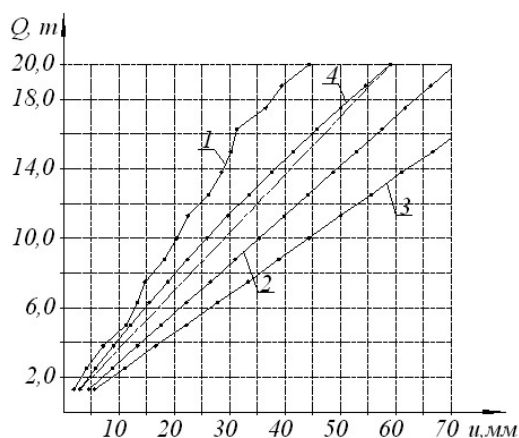


Рис. 3. Графики зависимости перемещения головы сваи № 842' от горизонтальной нагрузки по результатам теоретических расчетов и экспериментальным данным (обозначения – см. рис. 1)

Большинство грунтов является мелкозернистым сыпучим материалом типа песков или дисперсной средой типа суглинков и глин, обладающих водоколлоидными связя-

ми. Нагружение этих грунтов сопровождается возникновением остаточных деформаций, что свидетельствует о наличии у них ярко выраженных пластических свойств. В процессе поиска направлений по устранению недостатков существующих методов расчета таких грунтов, в том числе отмеченных выше недостатков метода коэффициента постели, это обстоятельство необходимо учитывать.

В последние годы сложилось мнение о том, что проблемы оценки напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов можно решать с использованием численных методов расчета, выполненных на основе теории пластичности с ее комплексом уравнений равновесия, неразрывности и физического состояния грунтового материала. Однако имеющиеся разработки теории пластичности, как правило, даются применительно к рассмотрению грунта как твердого тела, деформация которого при достижении предельного сопротивления происходит без изменения его объема, т.е. без уплотнения его материала, что предусматривает необходимость принятия предельной величины коэффициента бокового давления равной не более единицы. Между тем грунты являются уплотняющейся и обычно упрочняющейся пластичной средой и, следовательно, указанные предпосылки для большинства дисперсных грунтов для расчета свай в большом диапазоне нагрузок не бесспорны. Поскольку сваи, при передаче на них горизонтальных нагрузок, фактически являются своеобразными подпорными конструкциями, а практика проектирования и строительства подпорных стен показывает, что их расчет на активное давление грунтов на основе кулоновских зависимостей предельного равновесия дает хорошее совпадение с опытными данными, изучение картины возникающих в грунтах закономерностей при передаче на них горизонтальных нагрузок от свайных конструкций представляется целесообразным вести также в рамках теории предельного равновесия земляной среды. При этом в целях получения более удобных для анализа зависимостей можно ограничиться условиями плоской задачи, тем более, что используемый иногда для решения пространственных задач октаэдрический постулат распределения напряжений в грунте не вполне обоснован.

Напряженно-деформированное состояние массивов дисперсных грунтов при рассмотрении их в виде полупространства с равномерно распределенной нагрузкой p на его поверхности $z = 0$ (см. рис. 4) достаточно хорошо описывается общеизвестными решениями теории предельного равновесия:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \sigma_{xf} + \sigma_{xc}, \quad \sigma_z = \gamma z + p \\ \sigma_{xf} &= (\gamma z + p) \frac{1 - \omega \sin \varphi}{1 + \omega \sin \varphi}, \\ \sigma_{xc} &= \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \cdot \left(\frac{1 - \omega \sin \varphi}{1 + \omega \sin \varphi} - 1 \right), \\ \frac{\sigma_x + \sigma_c}{\sigma_z - \sigma_c} &\leq \frac{1 - \omega \sin \varphi}{1 + \omega \sin \varphi}.\end{aligned}\quad (1)$$

где σ_x , σ_{xf} и σ_{xc} – главные напряжения по оси x , соответственно – суммарное и составляющие от влияния внутреннего трения и сцепления грунтов; γ – удельный вес грунта; p – распределенная нагрузка на поверхности грунта; ω – коэффициент пластичности; φ – угол внутреннего трения; c – сцепление.

Согласно этому решению в массиве грунта, если $\sigma_x < \sigma_z$, то $\omega = 1$ – имеет место минимальное активное напряженное состояние, сопровождающееся возникновением распора в грунте; а если $\sigma_x > \sigma_z$, то $\omega = -1$ и в нем возникает максимальное пассивное напряженное состояние.

В связи с тем, что теория предельного равновесия принимает при расчетах допущение о несжимаемых материалах, величину ω в формулах (1) обычно рассматривают как переключатель в виде указанных выше значений, то есть либо как 1, либо -1. При этом, как показано в общеизвестном классическом решении Ренкина, поверхности сдвигов в грунте являются плоскостями скольжения, параллельными поверхности рассматриваемого полупространства (то есть поверхности массива грунта), а поскольку описываемые при этом напряжения являются главными, любая вышележащая над этими плоскостями часть массива грунта может рассматриваться как самостоятельный объем, если к нему приложить силы взаимодействия его отброшенной части. В общем случае, поскольку реально грунты являются сжимаемыми, коэффициент ω следует рассматривать как показатель, характеризующий степень развития в них пластических свойств, и рассматривать этот коэффициент во всем диапазоне изменения значений от 1 до -1. Основой такого предложения

является тот факт, что реальные мелкодисперсные водонасыщенные грунты, как сыпучие, так и обладающие водоколлоидными связями, обладают способностью восстановления своих прочностных свойств после сдвига.

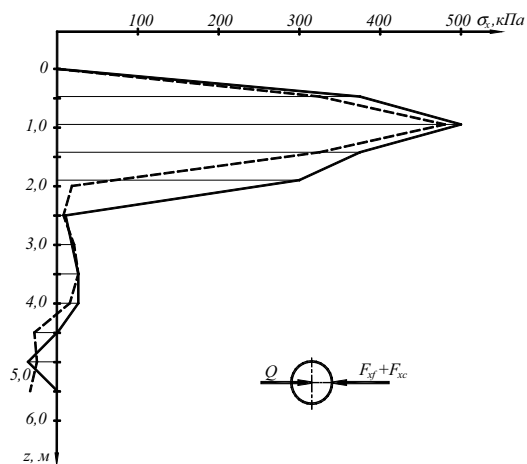


Рис. 4. Распределение напряжений (по опыт-ным данным) в грунте, возникающих в месте контакта грунта со свайей длиной 6,0 м сечени-ем 30×30 см, при действии горизонтальной нагрузки $Q = 144$ кН (---) и $Q = 206$ кН (—)

Представление о фактическом распреде-лении напряжений, возникающих на боковой поверхности свайных конструкций, можно получить на основании результатов испытан-ий тензометрических опытных натурных свай (Шахирев, 1966). В обобщенном виде эти результаты представлены на рис. 4. Испытаны 4 сваи сечением 30×30 см и длиной 6 м – две железобетонные сплошного сечения и две полые металлические из двух швеллеров № 30 со сваренными полками. Мессдозы устанавливались на двух проти-воположных сторонах сваи вдоль ее оси на расстоянии 50 см друг от друга. Сваи были погружены в глинистые грунты с характери-стиками согласно табл. 2.

Из рис. 4 видно, что при горизонтальном нагружении сваи грунт большее сопротив-ление (около 500 кПа) оказывает в верхней ее части, а в нижней – его сопротивление проявляется лишь на значительных глуби-нах. Из рисунка также видно, что указанная верхняя зона сопротивления грунта с увели-чением нагрузки возрастает и смещается вниз. Так, например, с увеличением нагрузки

с 14,4 до 20,6 тс это смещение вниз состав-ляет более 0,5 м. Кроме этого, по результа-там погружения опытных свай установлено, что зависимость перемещения сваи от на-грузки является явно нелинейной (см. рис. 5).

Таким образом, в соответствии с опыт-ными данными можно считать установлен-ным, что при приложении к находящейся в грунте свайной конструкции (см. рис. 4), горизонтальной нагрузки Q на ее смещаю-щейся боковой поверхности в верхней части до некоторой глубины $z = h$ наблюдается концентрация напряжений σ_x . С увеличени-ем нагрузки Q размер указанного участка h и величина действующих на нем напряжений возрастают, а ниже указанной глубины они стабильно фиксируются преимущественно только в области, примыкающей к пите сваи. Как показывает проведенный анализ (Бахол-дин и др., 2006), рассматриваемое экспери-ментальное напряженное состояние доста-точно хорошо отвечает закономерностям, описываемым уравнениями предельного равновесия (1).

Таблица 2. Характеристики грунта (к рис. 4)

$z, \text{ м}$	$\gamma, \text{ кН/м}^3$	$\gamma_0, \text{ кН/м}^3$	$W, \%$	I_p	I_L	e
1	19,3	26,4	26,15	16,85	0,35	0,72
2	19,3	26,5	26,0	13,85	0,21	0,45
5	19,9	26,4	26,2	14,25	0,30	0,70
6	19,2	26,7	33,8	16,95	0,65	0,87
7	18,2	25,4	36,05	18,75	0,52	0,88

Действительно, сваю при ее горизонталь-ном нагружении силой Q можно рассматри-вать как элемент длиной H (см. рис. 6), боковая поверхность которого играет роль своеобразной подпорной стенки. Поэтому согласно общепризнанному классическому решению Ренкина в грунте на боковой поверхности сваи в пределах некоторого участка h должны развиваться напряжения, описываемые уравнениями (1). Можно утверждать, что равнодействующая отпора грунта за счет сил трения F_{xf} (поскольку она является функцией σ_{xf} , нарастающей про-порционально глубине z) будет располагать-ся на расстоянии, равном $z = 2/3h$, а равно-действующая сил сцепления F_{xc} (в связи с постоянством σ_{xc} по глубине) – на рассто-янии $z = 1/2h$. Величины же этих сил опреде-

ляться в соответствии с условием:

$$F_{xf} = \int_0^h \sigma_{xf} dz; F_{xc} = \int_0^h \sigma_{xc} dz. \quad (2)$$

Поскольку боковой поверхности свайной конструкции при $z = 0$ величина $\sigma_{xz} = \gamma z = 0$, а давление горизонтальной силы Q осуществляется в направлении на грунт и $\sigma_x/\sigma_z > 1$, то по Ренкину для значений σ_{xf} и σ_{xc} в условиях (2) коэффициент ω следует принять равным -1. Для реальных сжимаемых грунтов такое значение этого коэффициента можно принять в запас надежности, поскольку сжатие грунтов в этом случае по расчету будет большим, чем при любых других значениях этого коэффициента.

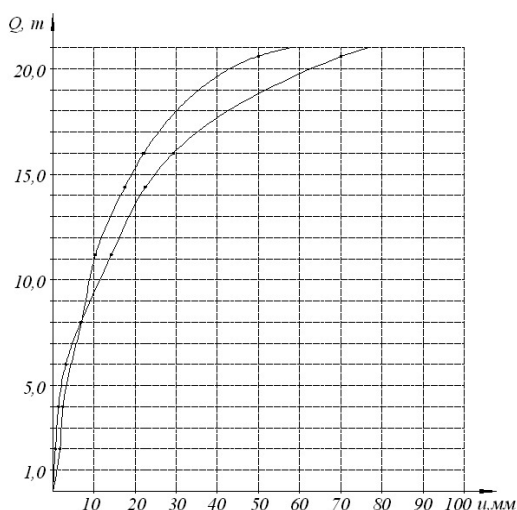


Рис. 5. Графики зависимости перемещения головы свай от горизонтальной нагрузки по результатам эксперимента, соответствующего рис. 4

Действующими силами на свайную конструкцию в нижней ее части будут являться отпор грунта F_{x0} , который по существу, концентрируется вблизи пяты свай, особенно в случае наличия вертикальной силы P , которая, как правило, также обычно имеет место при нагружении реальных свай горизонтальной нагрузкой.

В соответствии со всем вышесказанным, величину h можно определить из условия равновесия свайной конструкции, согласно которому момент всех приложенных к ней сил относительно любой точки ее ствола должен быть равен нулю. Наиболее удобной для рассматриваемого случая является точка, совпадающая с местом расположения равно-

действующей сил сопротивления грунта в нижней части свай F_{x0} , поскольку это позволяет определить величину h одним уравнением равновесия:

$$QH - F_{xc} \left(H - \frac{1}{2} h \right) - F_{xf} \left(H - \frac{2}{3} h \right) = 0. \quad (3)$$

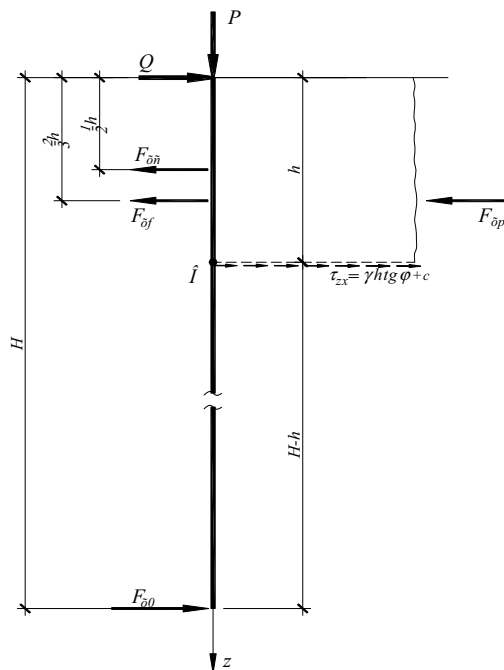


Рис. 6. Схема для расчета свай при действии на нее горизонтальной нагрузки

Условие равновесия свайной конструкции можно определить также относительно любой, то есть случайно выбранной, точки на стволе свай. Например, относительно точки, расположенной на расстоянии неизвестной величины h от поверхности грунта. Однако при этом потребуются использовать дополнительное уравнение равновесия, а именно сумму всех сил на ось x .

$$QH - \frac{1}{2} h F_{xf} - \frac{1}{3} h F_{xc} - (H - h) F_{x0} = 0, \quad (4)$$

$$Q - F_{xf} - F_{xc} + F_{x0} = 0.$$

Совместное решение первого и второго уравнений (4) естественно, как нетрудно убедиться, дает результат, полностью тождественный уравнению (3), а второе уравнение при этом позволяет определить частные значения силы F_{x0} . Совместное же решение уравнений (3) и (1) или (4) и (1) обеспечивает получение достаточно удобного условия

для определения значения h :

$$\frac{1}{3}H^3\xi + \frac{1}{2}H^2\left[\frac{c}{tg\varphi}(\xi-1) - H\xi\right] - h\frac{c}{tg\varphi}(\xi-1)H + QH = 0, \quad (5)$$

где $\xi = (1 - \omega \sin \varphi) / (1 + \omega \sin \varphi)$ при $\omega = -1$; Q – нагрузка на единицу ширины свайной конструкции.

На основании определенного h легко элементарным способом определить все искомые величины моментов, возникающих в свайной конструкции, что позволяет проводить полный расчет ее по прочности материала. Перемещения же самой конструкции можно оценить на основании рассмотрения действия сил в объеме грунта, отделенного от остального массива грунта плоскостью $x = h$ (см. рис. 5). На этот объем грунта, кроме ранее упоминавшихся сил F_{xf} и F_{xc} будет действовать сила сдвига $F_{сдвига}$ на некотором участке b по плоскости $x = h$ от сдвиговых напряжений τ_{zx} , являющихся функцией угла внутреннего трения и сцепления грунта. Суммарное значение этих напряжений, равное $F_{сдвига}$, можно определить по обычному условию:

$$F_{сдвига} = \int_0^b (\gamma h tg\varphi + c) dz. \quad (6)$$

Развитие сил сдвига ограничено напряжениями распора грунта σ_{xp} , соответствующими начальному напряженному состоянию грунта от его собственного веса. Величину напряжений этого распора в запас надежности можно принять соответствующим минимальному напряженному состоянию по формуле (1) при σ_{x0} применительно к $\omega = 1$, а вызываемую этими напряжениями силу F_{xp} определить по формуле:

$$F_{xp} = \int_0^h (\sigma_{xf} + \sigma_{xc}) dz \quad \text{при } \omega = 1. \quad (7)$$

Исходя из равновесия перечисленных сил величина b определится по условию:

$$F_{xf} + F_{xc} - F_{op} = bF_{сдвига}. \quad (8)$$

Наличие разности напряжений в грунте от σ_{xf} и σ_{xc} при $\omega = -1$ в сечении $x = 0$ и напряжения σ_{x0} при $\omega = 1$ в сечении $x = b$ приводит к перемещению верха свайной конструкции, величину которого можно оценить по условию:

$$U \approx b \frac{\frac{1}{2}F_{xf} + F_{xc}}{2hG}, \quad (9)$$

где G – модуль сдвига грунта.

В практических расчетах величиной F_{op} в формуле (8) по сравнению с суммой $F_{xf} + F_{xc}$ можно пренебречь. В этом случае при совместном использовании зависимостей (1), (2), (6) и (8) формула для определения перемещения верха сваи примет достаточно простой вид:

$$U \approx \frac{\left[\frac{H^2}{4}\xi + \frac{c}{tg\varphi}(\xi-1)h\right] \cdot \left[\frac{H}{2}\xi + \frac{c}{tg\varphi}(\xi-1)\right]}{2(\gamma h tg\varphi + c)} d, \quad (10)$$

где d – расчетная ширина сваи – для "стен в грунте" и стен их шпунтовых свай она соответствует единице их ширины, а для свай значение d может быть принято равной, соответственно, диаметру или размеру стороны поперечного сечения сваи.

Согласно установленной зависимости (10) перемещение сваи является функцией стандартных прочностных и деформационных характеристик грунта φ , c и G , а также величины h , которая в соответствии с условием (4) возрастает при увеличении горизонтальной нагрузки Q . При этом зависимость U от h , как видно из (10), будет нелинейной с увеличивающейся интенсивностью при увеличении нагрузки.

Установленные зависимости (5) и (10) позволяют оценивать сопротивление горизонтальным нагрузкам грунтовых оснований свайных конструкций типа "стена в грунте" и баретов, поскольку их расчетную схему можно считать плоской, а также приближенно, в запас надежности, обычных буронабивных свай.

ЛИТЕРАТУРА

- Бахолдин Б.В., Труфанова Е.В. 2006. Некоторые сравнительные сопоставления расчета свай на горизонтальную нагрузку с экспериментальными данными. *Труды Международной научно-технической конференции "Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях"*, Уфа, Октябрь 3–5, 2006, Т. 1, стр. 18 – 22.
- Бахолдин Б.В., Ястребов П.И., Труфанова Е.В. 2006. Прогноз сопротивления свай при их нагружении горизонтальной нагрузкой. *Сборник научных трудов НИИОСП под ред. Петрухина В.П., Шейнина В.И.*, стр. 119 – 125. М.: Издательство "ЭСТ".
- Шахирев В.Б. (научный руководитель Бахолдин Б.В.). 1966. *Автореферат по защите диссертации "Исследование работы горизонтально нагруженных свай"*. Госстрой СССР, НИИОСП. М., 1966.

Опыт разработки и применения геомеханического обеспечения на основе МКЭ при проектировании оснований транспортных сооружений

Н.И. Горшков, М.А. Краснов

Тихоокеанский государственный университет, г. Хабаровск, Российская Федерация

АННОТАЦИЯ: В статье рассматривается современное состояние в области проектирования оснований транспортных сооружений, выполняется критический анализ действующих расчетных схем и методик. Рассматриваются особенности взаимодействия береговых свайных опор со слабыми грунтами основания в комплексе с подходной насыпью и конусом. Показываются широкие возможности разработанной авторами статьи программы GenIDE32 в анализе и оценках НДС элементов системы «насыпь–опора–конус–основание». В основу программы положены алгоритмы метода конечных элементов. На одной расчетной схеме модели системы можно промоделировать устройство транспортного сооружения, выполнить анализ НДС ее элементов и сделать критериальные оценки по условиям действующих нормативных документов.

1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Современные транспортные магистрали проектируются на высоких насыпях, в глубоких выемках, на косогорах, в стесненных городских условиях. Почти на каждом километре пути устраиваются искусственные сооружения: мосты, трубы, тоннели, подпорные стены, переходы через искусственные препятствия (магистрали, водопроводы, газо- и нефтепроводы и др.).

Естественно возникающие при их проектировании проблемы связаны со строительством в сложных инженерно-геологических условиях: на «слабых», карстоопасных, мерзлых, структурно-неустойчивых и других грунтах со специфическими свойствами и воздействиями на них, например, сейсмическими.

Другие проблемы связаны с геомеханическим обеспечением проектирования транспортных сооружений, которое базируется на методиках и расчетных схемах нормативных документов, разработанных несколько десятилетий назад.

Проблемы, связанные с анализом и оценкой напряженно-деформированного состояния (НДС) элементов конструкции дорожной одежды, а также вообще системы «автодорога-геосреда», были проанализированы в статьях [4, 5].

Есть проблемы и в оценке несущей способности и устойчивости оснований транспортных сооружений (насыпи, фундаменты и конструкции на «слабых» грунтах).

По нормам, при проектировании одной конструкции или сооружения используются несколько расчетных схем с различными допущениями и упрощениями.

В последнее время в научно-технической литературе обсуждаются вопросы, связанные с особенностями проектирования оснований фундаментов инженерных сооружений в Российской Федерации (РФ) и странах Европейского сообщества [4]. В этой и других статьях авторов приводятся результаты сравнительных оценок величины несущей способности оснований фундаментов, вычисленных по нормам этих стран.

Между тем, в РФ существуют и отраслевые особенности в проектировании оснований фундаментов инженерных сооружений. Например, определение несущей способности оснований фундаментов для транспортных сооружений [8], отличается от такого же определения для оснований фундаментов зданий и сооружений [9].

Нормативные методы, которые используются в проектировании оснований фундаментов транспортных сооружений [8], в своей основе принципиально не изменились в сравнении с методами, заложенными еще в предыдущем нормативном документе, более чем сорокалетней давности (СН 200-62).

Оценка несущей способности оснований фундаментов транспортных сооружений, до сих пор, выполняется с использованием формулы по определению расчетного сопротивления дисперсного грунта осевому сжатию (?), в состав которой входят эмпирические параметры (R_0 , k_1 , k_2), очевидно как-то характеризующие прочностные свойства грунта основания [8]

$$R = 1.7 \{ R_0 [1 + k_1(b-2)] + k_2 \gamma(d-3) \}, \quad (1)$$

Для большинства инженеров, пользующихся современными программными средствами расчета сооружений на основе численных методов, неизвестен и непонятен физический смысл параметров этой формулы, впрочем, как и значение постоянной числовой величины 1.7 (коэффициент запаса?). Из-за этого, и введенных в эту формулу числовых величин, уменьшающих ширину ($b-2$) и глубину заложения ($d-3$) подошвы фундамента, полностью теряется смысл в выполнении сравнительных экспериментальных и теоретических исследований по определению несущей способности оснований.

На невысокую точность определения значений физических и классификационных параметров грунтов, с помощью которых по таблицам документа [9] определяются нормативные значения параметров прочности, обращали внимание многие исследователи, например [2]. По документу [8], таким же образом, определяются величины: R_0 , k_1 , k_2 .

Для того, чтобы повысить точность определения несущей способности свай, где значения расчетных сопротивлений дисперсных грунтов по острiu и на боковой поверхности также определяются по значениям классификационных параметров [10], уже давно предлагается использовать в расчетах стандартные параметры прочности дисперсных грунтов (c и ϕ) [6].

На сегодняшний день, определяемые при инженерно-геологических исследованиях значения параметров прочности дисперсных грунтов, по существу никак не используются в расчетах по несущей способности оснований фундаментов мостов и труб, а также свайных фундаментов. Можно подчеркнуть, что на их определение затрачиваются и время, и немалые финансовые и материальные средства.

Как известно, несущая способность основания системы «фундамент (сооружение) – основание» напрямую связана с устойчивостью системы. После потери несущей способности основания, как правило, происходит потеря устойчивости самих фундаментов и опирающихся на них конструкций инженерных сооружений.

Класс, вид и разновидности грунтов, строение оснований, конструкция инженерных сооружений, прикладываемая к основанию нагрузка, возможности современных программных средств, влияют на выбор расчетной схемы и критериальных оценок определения величины несущей способности.

Количественные характеристики несущей способности (p_u – предельное давление, F_u – сила предельного сопротивления грунта основания) и устойчивости (k_{st} – коэффициент запаса устойчивости) являются взаимосвязанными величинами, что отражают действующие нормативные документы, пособия и справочники к ним [9].

Численные методы решения прикладных задач геомеханики предоставляют возможность специалистам исследовать (анализ и оценки) НДС элементов модели системы «сооружение – геосреда» на одной расчетной схеме.

На наш взгляд, в разработке новых расчетных схем и методов анализа НДС элементов системы «сооружение – геосреда», а также в создании на этой основе новых количественных критериальных оценок состояния системы, необходимо двигаться по пути углубленного понимания геомеханических процессов (деформирование и разрушение), происходящих в материалах и грунтах элементов системы.

Инженер, обеспечивающий потребительские качества элементов такой системы и осуществляющий для этого выбор необходимых средств реализации проектов транспортных сооружений, должен иметь возможность оценить, в какой степени разные модели материалов, расчетные схемы реальной системы «сооружение – геосреда» и количественные методы исследований, способны обеспечить такие качества.

Для анализа и оценки НДС элементов системы «сооружение-геосреда» на основе метода конечных элементов (МКЭ) разработана программа GenIDE32 (авторы Н.И. Горшков и М.А. Краснов). В целом, это

программное средство предназначено для решения прикладных задач геомеханики [7].

2. ПРОБЛЕМЫ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ СИСТЕМЫ «НАСЫПЬ-ОПОРА-КОНУС-ОСНОВАНИЕ»

Специфической особенностью мостовых переходов является наличие в них береговых (крайних) опор. При взаимодействии их с высокими подходными насыпями и основаниями, особенно сложенными «слабыми» грунтами, образуется новая оползнеопасная геотехногенная система «подходная насыпь-опора-конус-основание».

При уплотнении «слабых» грунтов основания собственным весом насыпи и конуса, грунт основания в горизонтальном направлении смещается из под подошвы насыпи в стороны от оси моста и в сторону водотока, т.е. движется к свободным ненагруженным поверхностям грунтового массива.

Для обеспечения устойчивости системы армируют ее элементы, а под опоры часто используют свайные фундаменты, которые стараются опирать на практически несжимаемые грунты.

Для этой системы существует возможность потери несущей способности грунтов «слабого» основания и устойчивости подходной насыпи с конусом. Это может произойти как за счет выдавливания «слабых» грунтов из под подошвы насыпи и конуса, так и за счет продавливания грунта через межсвайное пространство.

Еще одна старая и современная специфика – инженерно-геологический разрез по оси мостового перехода ограничивается скважинами под береговые опоры. Искаженный масштаб инженерно-геологический разрез продольного профиля подходов к мосту и малая глубина скважин на этих участках не могут дать наглядной информации о возможном оползневом инженерно-геологическом строении территории, примыкающей к береговым опорам.

Таким образом, решение задачи, связанной с проектированием береговых опор на свайных фундаментах, заключается не только в оценке устойчивости системы, но и в оценке несущей способности грунта основания и устойчивости подходной насыпи вблизи береговой опоры, в оценке возможности продавливания грунтов через свайное основание и их давления на сваи.

Объектом исследования такого взаимодействия являлась береговая опора однопролетного моста с металлическими пролетными строениями длиной 42 м через реку Меря на участке автомобильной дороги к насосно-компрессорной станции в Сахалинской области.

Цель исследования – расчеты, анализ напряженно-деформированного состояния, оценки несущей способности основания и устойчивости системы «насыпь-опора-конус-основание»; разработка мероприятий для повышения устойчивости системы.

Основание подходных насыпей автомобильной дороги представлено следующими грунтами (характерные поперечники):

- Торф высокозольный и нормальнозольный, сильноразложившийся, средней мощностью 0.9 м;
- Ил суглинистый с примесью органических веществ, мощностью от 6.00 до 18.00 м;
- Суглинки тяжелые и легкие пылеватые, твердые и полутвердые, со щебнем (продукт выветривания алевролитов).

Насыпь выполнена из местного щебенчатого грунта с супесчаным заполнителем до 30%, нижняя часть армирована высокопрочной геотканью.

В целом, верхняя часть основания сложена так называемыми «слабыми» грунтами.

Высота левобережной подходной насыпи по вертикальным отметкам равна 5.19 м (левая опора) и 6.32 м (правая). Отметка поверхности природного рельефа около 0.00 м, уровня меженных вод -1.35 м.

Береговые опоры выполнены из двух рядов буронабивных свай ($d=1.02$ м), по шесть свай в ряду. Расстояние между рядами свай 2.7 м, между осями свай в ряду 2.1 м. Головы свай объединены ригелем (насадкой) с размерами: 1.00x4.00x12.10 м.

Отметка низа свай левобережной опоры ОК-1 -21.12 м, правобережной опоры ОК-2 -10.13. Все сваи проходят слой ила (≈ 13.00 м ОК-1 и ≈ 7.00 м ОК-2) и заглублены в алевролит выветрелый до твердых суглинков с дресвой на глубину ≈ 8.00 м ОК-1 и ≈ 5.00 м ОК-2 (данные проекта).

Геоморфология долины реки Меря в месте ее пересечения мостовым переходом: со стороны левого берега широкая заболоченная пойма, со стороны правого поймен-

ный участок переходит в склон первой надпойменной террасы.

Строительство подходов насыпей автомобильной дороги и опор моста через реку Мерея выполнялось раздельно. Вблизи опор моста со стороны подходов насыпей оставались участки насыпи (прогалы), на которых строительство не велось.

После устройства шкафной части опор, опорных устройств и установки пролетных строений производилась засыпка грунтом оставшихся «прогалов» подходов насыпей. При засыпке «прогала» опоры ОК-2 наблюдался выпор поверхности дна русла реки, сопровождавшийся помутнением воды. Этот фактор указывал на движение ила в межсвайном пространстве опоры из-за опускания поверхности ила в месте «прогала».

При осмотре подвижной опорной части обнаружили срезанные болты. После этого проводились замеры смещений нижней опорной плиты относительно верхней, а также замеры плановых и высотных смещений элементов насадки, поверхности грунта.

При анализе причин появления горизонтальных смещений насадки свайного фундамента были сформулированы два варианта их возникновения:

1) изгиб свай, заделанных в малодеформируемый выветрелый до твердых суглинков алевролит;

2) движение свайного фундамента на фронте оползня с поверхностью скольжения, проходящей под низом свай.

После обнаружения смещений опоры было выполнено дополнительное исследование инженерно-геологического строения массива грунтов по оси дороги и около опоры.

Геоморфологическое (переход поймы в первую надпойменную террасу) и инженерно-геологическое строение массива грунта в окрестности опоры ОК-2 (падение кровли выветрелого алевролита в сторону русла реки) подтверждает возможность формирования глубокого оползня с поверхностью скольжения, проходящей по подошве ила, см. рис.1.

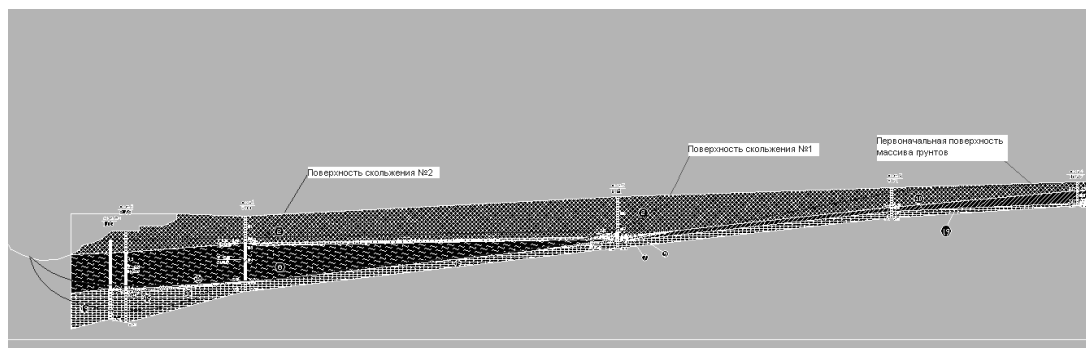


Рис. 1. Инженерно-геологическая модель системы «опора-насыпь-основание» по оси правобережной подходной насыпи

Известно, что выветрелая зона скальных грунтов в нижней своей части всегда является трещиноватой. Собственно выветривание и начинается с образования трещин. При устройстве опор, из забоя скважин были отобраны образцы алевролитов с прослоями минерала кальцита. Кальцит в прослоях представлен в виде крупных кристаллов, размером более 3... 5 мм.

Не исключалась вероятность того, что поверхность скольжения могла проходить в зоне выветрелых алевролитов: по обломкам (обломочная зона) или трещинам (трещинная зона), насыщенным водой.

Смещения за счет изгиба свай должны во времени, если они не разрушаются, затухать. Смещение массива грунта со сваями (мм и см) может происходить вплоть до потери устойчивости.

До принятия решения о мероприятиях были выполнены расчеты, моделирующие поэтапное устройство системы:

- 1) Определение начального НДС основания;
- 2) Моделирование устройства элементов опоры, конуса и насыпи;
- 3) Приложение поверхностных нагрузок.

При длине свайного ряда $L=11.52$ м, диаметре свай $d=1.02$ м, отношении $L/d=11.3>10.0$, для решения этой задачи подходят условия плоской деформации.

Приведенная ширина свайного ряда для условий плоской деформации определялась из условий равенства жесткостей реальной сваи и одного погонного метра элемента модели, заменяющего сваю: $((E\pi d^4)/64)=((Eb^3)/12)$. Значение приведенной ширины сваи в расчетной схеме равно $b=0.64$ м.

Все особенности решения прикладных задач теории пластичности МКЭ на основе программы GenIDE32 приведены в статье авторов [5].

На каждом этапе моделирования выполнялся анализ и оценки НДС элементов системы.

Краткие выводы по результатам моделирования:

- 1) после устройства свай и выполнения других операций по устройству элементов системы происходит постепенное уменьшение значения коэффициента запаса устойчивости $k_{st\ min}$: для поверхности скольжения, проходящей ниже свай с 2.61 до 1.79; то же без учета свай с 0.80 до 0.66;
- 2) все поверхности скольжения с $k_{st\ min}$ (без учета свай) касаются подошвы ила;
- 3) в месте заделки свай в выветрелый до твердого суглинка алевролит возникают и растут по площади зоны движения грунта;
- 4) на последних этапах устройства элементов системы (после моделирования погружения свай) наблюдается увеличение горизонтальных смещений свай: верха $\Delta u_x=0.031$ м (по результатам измерений $\Delta u_x=0.060$ м), низа $\Delta u_x=0.024$ м.

После рассмотрения предложенных вариантов мероприятий, заказчик выбрал следующие:

- анкеровка свайного фундамента посредством устройства дополнительного ряда свай с большей глубиной заложения, чем уже устроенные сваи (в скальный грунт);
- установка гравитационного препятствия перед опорой ОК-2, воспри-

нимающего горизонтальную нагрузку от движущегося слоя ила;

- установка отдельной удерживающей свайной конструкции перед опорой ОК-2 с устройством консольного ростверка (увеличение вертикальных усилий на конструкцию).

Для третьего варианта необходимо было ответить на вопрос: «Как взаимодействуют ряды свай, в том числе новые ряды свай, с грунтом?».

В реализованном проекте опоры использовалось рядовое расположение свай в плане.

При таком расположении свай, большую часть контактового оползневого давления грунтов со стороны подходной насыпи воспринимают сваи первого ряда. Второй ряд свай по существу обеспечивает несущую способность и повышает жесткость всего свайного фундамента.

Основное давление на поверхность свай оказывают илы, движущиеся в сторону русла реки по кровле твердых суглинков.

Выше констатировалось, что при укладке грунта в место «прогала» произошло продавливание ила через межсвайное пространство с выпором поверхности русла реки, что сопровождалось помутнением воды.

С 1970-х годов XX века в качестве противооползневых удерживающих конструкций стали использовать свайные фундаменты глубокого заложения [3]. В XXI веке для обоснования расстояния между сваями и рядами свай в удерживающих противооползневых конструкциях стали использовать метод конечного элемента [1].

В качестве основного варианта была принята отдельная свайная удерживающая конструкция, которая устраивается на расстоянии 2.7 м от оси крайнего существующего ряда свай.

В конструкции из двух рядов свай используется шахматное расположение свай с расстоянием между их центральными осями 2.1 м, между рядами 2.7 м.

Отдельный ростверк устраивается в том же уровне, как у существующей опоры и имеет такие же геометрические размеры.

Величины оползневого давления определяются при моделировании устройства системы для расчетной схемы, представленной на рис. 2.

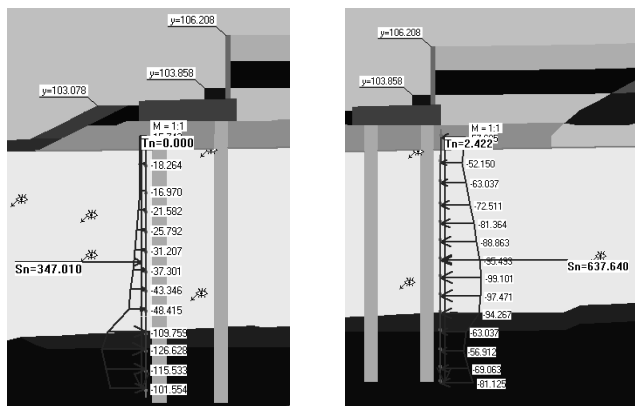


Рис. 2. Результаты расчета – эпюры значений горизонтальных напряжений σ_{xx} (кПа) и результирующих сил T_n и S_n (кН/м) на поверхностях крайних столбов опоры (слева и справа)

Критическое давление оползневого грунта на сооружение из условия непродавливания между сваями учитывалось как разница оползневого давления перед сооружением и отпора грунта за ним.

Исследование влияния возможности продавливания грунта в межсвайном пространстве проводилось на расчетных схемах в условиях плоской задачи. Материалу свай задавались высокие значения параметров деформируемости и прочности, чтобы пренебречь деформациями самой свай.

В расчетных схемах учитывалась симметрия расположения свай относительно продольной оси моста.

В первой расчетной схеме расположение свай рядовое (два ряда, как в проекте); второй – рядовое и шахматное в ограждающей конструкции (один ряд); третьей – рядовое и шахматное в ограждающей конструкции (два ряда), см. рис. 3.

Цель расчетов – оценка влияния числа рядов свай и их расположения в ряду на величины контактных напряжений (усилий) или на способность свай удерживающей конструкции воспринимать оползневое давление.

Горизонтальная распределенная нагрузка прикладывалась ступенями: $p_i = p_{i-1} + dp_i$, где $p_{i-1} = 0$ и $dp_i = 10$ кПа. Максимальное значение такой нагрузки равнялось $p_{\max} = 100$ кПа.

Значения результирующих касательных и нормальных сил T_n и S_n , действующих на поверхности первого ряда свай опоры ОК-2 равны, кН/м: 33 и 416 (без удерживающей конструкции); 11 и 139 (с удерживающей конструкцией из одного ряда свай); 4 и 24 (с удерживающей конструкцией из двух рядов свай). При установке удерживающих конструкций в два ряда свай значения напряжений и усилий на поверхностях первого ряда свай опоры ОК-2 уменьшаются на порядок.

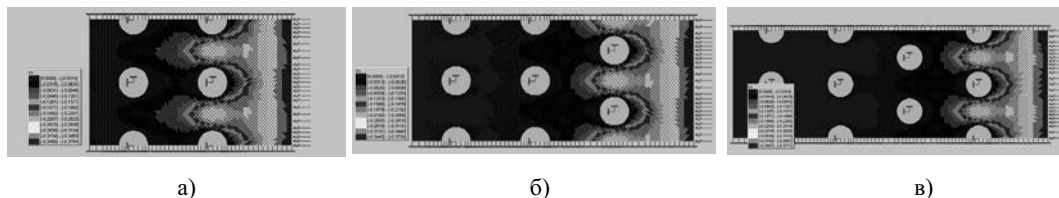
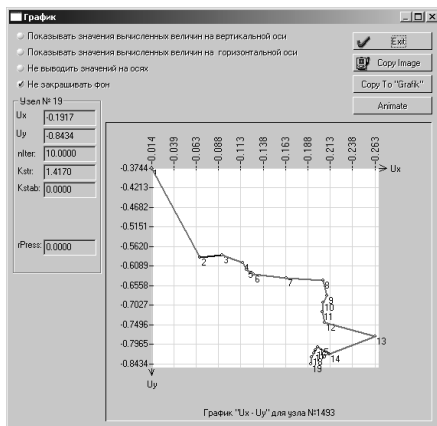


Рис. 3. Результаты расчета – уровни значений горизонтальной компоненты вектора смещений u_x , м (от начального НДС):

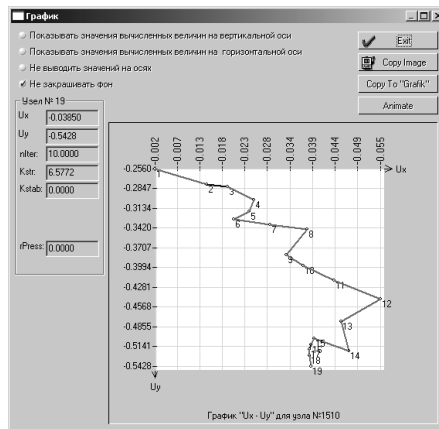
а) два ряда свай фундамента опоры; б) два ряда свай фундамента и ряд свай конструкции; в) два ряда свай фундамента и два ряда свай конструкции

Анализ результатов выполненных исследований показывает, что удерживающая конструкция из свай, расположенных в

шахматном порядке, препятствует движению и уменьшает давление грунта на опору ОК-2, рис. 4.



а)



б)

Рис. 4. Графики зависимости « u_x - u_y » (м), отражающие этапы моделирования системы: а) верх свай опоры; б) низ свай

Результаты оценки устойчивости такой системы имеют вид: $k_{st}=0.62 < [k_{st}]=1.20$ (без учета свай и конструкции), $k_{st}=2.16 > [k_{st}]=1.20$ (с учетом свай и конст-

рукции). Устойчивость системы повысилась, низ свай удерживающей конструкции находится в недеформируемой части грунта, см. рис. 5.

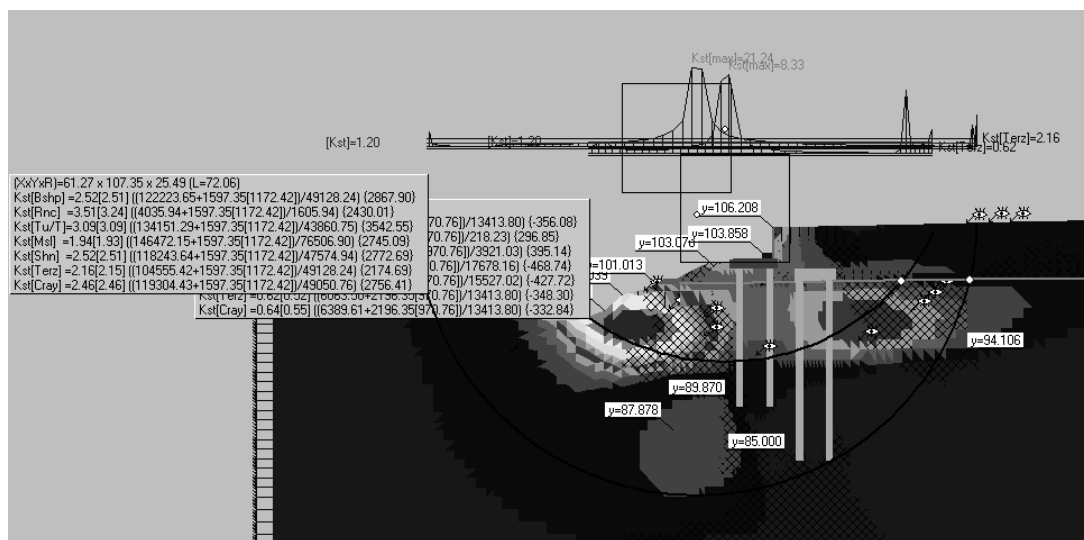


Рис. 5. Результаты моделирования устройства ограждающей конструкции и условия оценки устойчивости: $k_{st}=0.62 < [k_{st}]=1.20$ (без учета свай), $k_{st}=2.16 > [k_{st}]=1.20$ (с учетом свай); уровни значений горизонтальной компоненты вектора смещений u_x , м (от начального НДС)

Этот вариант мероприятий, существенно повышающий устойчивость системы и уменьшающий ее деформируемость, был реализован на практике летом 2009 года.

До выполнения этого проекта, рассмотренная здесь методика исследования, была использована в проектах: «Разработка про-

тивосдвиговых мероприятий для обеспечения устойчивости конусов железнодорожных мостов на объекте “Переустройство участка на железнодорожной линии Известковая-Чегдомын, попадающего в зону затопления водохранилища Бурейской ГЭС “» (проект 2005 года реализован в 2007 году),

«Количественная оценка взаимодействия подходной насыпи, конуса и устоя путепровода с грунтами основания на участке железной дороги Находка-Хмыловский ПК 19+00» (проект 2007 года реализован в 2009 году).

ЛИТЕРАТУРА

- Деревенец Ф.П. Взаимодействие оползневого грунта со сваями с учетом конфигурации удерживающего сооружения. Автореферат диссертации на соискание ученой степени к.т.н. Волгоград, 2006. – 24 с.
- Димов Л.А., Димов И.Л. О точности определения физических характеристик глинистых грунтов при инженерно-геологических изысканиях / Труды международной конференции по геотехнике «Развитие городов и геотехническое строительство». – Санкт-Петербург 16-19 июня 2008, т. 3. – С. 279-284.
- Гинзбург Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции. – М.: Стройиздат, 1979. – 80 с.
- Горшков Н.И. Совершенствование геомеханического обеспечения дорог // Наука и техника в дорожной отрасли. 2002. №4. – С. 6-9.
- Горшков Н.И., Краснов М.А. Анализ и оценки НДС элементов системы «автодорога-геосреда» на основе МКЭ / Труды международной конференции по геотехнике «Развитие городов и геотехническое строительство». – Санкт-Петербург, 16-19 июня 2008, т. 3. – С. 151-158.
- Григорян А.А. Несущая способность свай в лессовых грунтах // Труды VIII Межд. Конгресса по механике грунтов и фундаментостроению. – М.: Стройиздат, 1973. – С. 140-147.
- Программа GenIDE32 для решения прикладных задач геомеханики / Горшков Н.И., Краснов М.А. СИСТЕМА СЕРТИФИКАЦИИ ГОСТ Р ГОССТАНДАРТ РОССИИ. СЕРТИФИКАТ СООТВЕТСТВИЯ № РОСС RU.SP15.H00262, 21.09.2009.
- СНиП 2.05.03-84*. Мосты и трубы/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 200 с.
- СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1995. – 48с.
- СНиП 2.02.03-85*. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
- Фадеев А.Б., Лукин А.Б. Сопоставление методик СНиП и ЕК7 при расчете фундаментов мелко-го заложения // Основания, фундаменты и механика грунтов №4, 2006. – С. 19-24.

Развитие транспортных магистралей в городе Челябинске

В.С. Казанцев

Южно-Уральский государственный университет, Челябинск, Россия

Н.С. Девотченко,

МУП Челябинскметрострой, Челябинск, Россия

АННОТАЦИЯ: Рассматривается строительство транспортных магистралей и наземно-подземных транспортных сооружений в городе Челябинске

Крупный город с миллионным населением – это живой организм.

Мегаполис может развиваться и цвести или задыхаться в многочисленных пробках на дорогах, причем болезнь современного города ощущают на себе тысячи его жителей и автомобилистов.

Магистральные дороги не выполняют роль - безотказной кровеносной системы города.

Современный Челябинск задыхается в многочисленных пробках машин по всем направлениям. Перед водителями стоят трудные проблемы: как быстро проехать по городу, где можно припарковать автомобиль.

Руководители города Челябинска и области активно привлекают ученых и проектировщиков к решению транспортных и экологических проблем.

Для эффективного достижения цели необходимо поэтапное освоение наземного и подземного пространства города как единого целого организма.

В настоящее время имеются программы развития улично-дорожной системы, строительства метрополитена и транспортных тоннелей в г. Челябинске.

Южно-Уральский государственный университет совместно с Управлением строительства метрополитена и транспортных развязок “Челябметрострой” рассматривают вопросы комплексного освоения

1-ой линии Челябинского метрополитена и малого транспортного кольца города.

По нашему мнению для решения транспортных проблем города необходимо:

- продолжить активное строительство первой очереди метро;
- запроектировать и обеспечить строительство малого транспортного кольца во круг центра города ;
- систематизировать геологическое и гидрогеологическое строение территории города, где намечается комплексное освоение наземного и подземного пространства города и в первую очередь по трассе 1-ой очереди метрополитена, транспортных тоннелей и малого транспортного кольца;
- начать проектирование 4-х транспортных тоннелей в центре города.
- Пуск 1-ой линии метро обеспечит перераспределение пассажирских потоков в центре города, но не улучшит обстановку с загазованностью от автомобильного транспорта, прирост которого ежегодно составляет более 17 тысяч автомобилей.

Нужны организационно-технические мероприятия, которые позволили бы осуществить перераспределение потоков автотранспорта. Например, строительство малого транспортного кольца (рис.1) позволит транспорту миновать центр города, уменьшить загазованность и стояние транспорта в пробках. Малое транспортное кольцо будет

проходить на севере: ул. Братьев Кашириных, на востоке – ул. Свободы до ж.д. вокзала, на западе – ул. Энгельса и ул. Курчатова и на юге – ул. Овчинникова, которая соединит ул. Курчатова с привокзальной площадью.

Для того, чтобы кольцо замкнулось необходимо запроектировать и построить мостовые переходы и транспортные развязки в 2-х уровнях: по ул. Братьев Кашириных через реку Миасс с выходом на улицы Свободы, Российской и Труда и по ул. Энгельса через

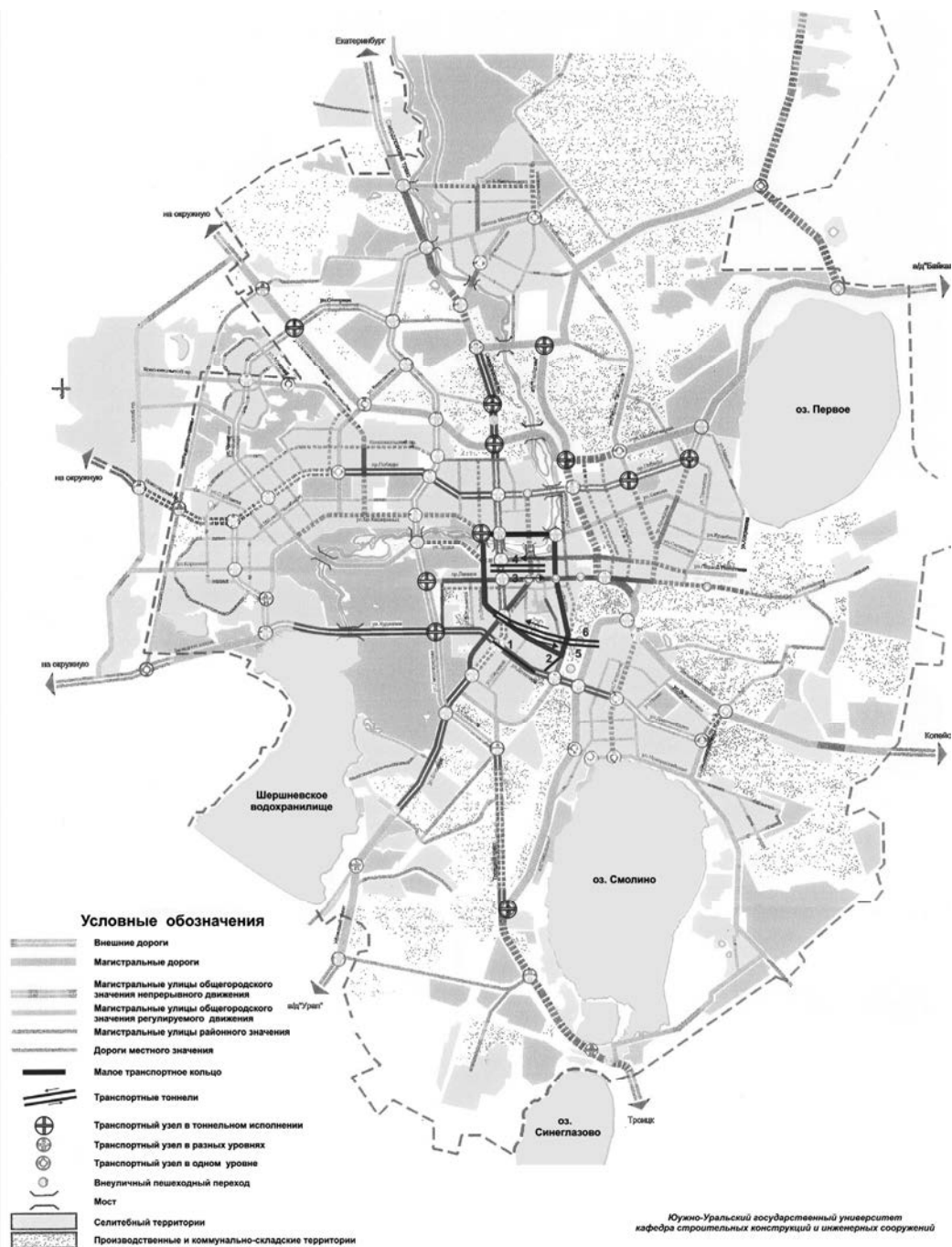


Рис.1 Схема освоения подземного пространства г. Челябинска.

реку Миасс с выходом на ул. Братьев Кашириных.

Необходимость строительства автотранспортных и пешеходных тоннелей в г. Челябинске возникла в связи с реконструкцией существующих и созданием новых скоростных дорог и магистралей непрерывного движения.

Скорость автомобилей и пропускная способность магистралей в городе лимитируются перекрёстками, где в одном уровне пересекаются интенсивные потоки транспорта и пешеходов.

Скорость автомобилей и пропускная способность магистралей в городе лимитируются перекрёстками, где в одном уровне пересекаются интенсивные потоки транспорта и пешеходов.

Мы твёрдо убеждены, что создание транспортных развязок обеспечивает пересечение потоков в разных уровнях, устраняет задержки у светофоров, способствует повышению скорости и улучшению условий безопасности движения. Кроме того, при этом ликвидируются перепробеги автомобилей, увеличивается пропускная способность перекрёстка, повышаются удобства пешеходов, снижаются степень загазованности воздуха и уровень транспортного шума.

Во многих случаях полноценная организация движения в пределах транспортного узла возможна только с устройством транспортных тоннелей.

При анализе “Схемы улично-дорожной сети города Челябинска (перспектива)” мы остановились на транспортных развязках, которые по нашему мнению, целесообразно строить в тоннельном исполнении.

Строительство транспортных развязок в тоннельном исполнении занимают сравнительно небольшую территорию, их конструкции почти не выступают над поверхностью земли, не ухудшают условий видимости на перекрёстках и не вносят нарушений в сложившийся архитектурный ансамбль.

Опыт положительный в Челябинске имеется. В 2003 году Заказчик МУП “Челябметротранстрой” вместе со специализированными строителями города возвели уникальную транспортную развязку в 2-х уровнях, с множеством подземных переходов и пешеходных мостиков на пересечении Свердловского проспекта и ул. Братьев Кашириных (рис. 2). За многие годы накопились нерешенные проблемы развития магистральных

дорог города из-за отсутствия в генплане перспективных предложений организации движения пассажирских (людских) и транспортных потоков.

Необходимость строительства автотранспортных тоннелей в г. Челябинске возникла в связи с реконструкцией существующих и созданием новых скоростных дорог и магистралей непрерывного движения.

Скорость автомобилей и пропускная способность магистралей в городе лимитируются перекрёстками, где в одном уровне пересекаются интенсивные потоки транспорта и пешеходов.



Фото 2. Транспортная развязка на пересечении Свердловского проспекта и улиц Братьев Кашириных.

Создание транспортных развязок обеспечивает пересечение потоков в разных уровнях, устраняет задержки у светофоров, способствует повышению скорости и улучшению условий безопасности движения. При этом ликвидируются перепробеги автомобилей, увеличивается пропускная способность перекрёстка, повышаются удобства пешеходов, снижаются степень загазованности воздуха и уровень транспортного шума.

Во многих случаях полноценная организация движения в пределах транспортного узла возможна только с устройством транспортных тоннелей.

Кроме того, речь идет и возможности комплексного освоения подземного про-

странства, в районе привокзальной площади предусматривающего устройство подземных пешеходных тоннелей под площадью с выходами к остановкам МПТ, гостинице “Челябинск”, в торговый комплекс “Синегорье” и на ул. Овчинникова и строительство многоуровневой подземной автостоянки.

Мы считаем целесообразным устройство двух транспортных тоннелей под улицами Коммуны и К. Маркса. Тоннели необходимо проходить щитовым методом. Тоннель под улицей Коммуны предназначен для пропуска автомобильного транспорта с Запада на Восток, а тоннель под улицей К. Маркса предназначен для пропуска автомобильного транспорта с Востока на Запад. Эти тоннели свяжут улицу Свободы с улицей Энгельса, т.е. главные дороги Малого Транспортного кольца.

Мы уточнили трассу транспортных тоннелей. Порталы транспортного тоннеля в створе улицы Коммуны должны находиться:

- Восточный портал между улицами Свободы и Пушкина (рис.3).
- Западный портал между улицами Энгельса и Володарского (рис.4);

Порталы транспортного тоннеля в створе улицы К. Маркса должны находиться:

- Западный портал по улице Труда севернее западнее улицы Энгельса;
- Восточный портал между улицами Цвиллинга и Кирова.



Рис. 3. Западный портал между улицами Энгельса и Володарского

Мы предлагаем участок линии метрополитена от улицы Воровского до дороги Меридиан проложить в комбинированных тоннелях. В верхней части тоннеля предназначено для 3-х рядов движения транспорта,

а в нижней части тоннеля предназначено для движения поездов метрополитена (рис.6).

Внутренняя обделка тоннеля железобетонными блоками. Одно тубинговое кольцо состоит из 7 элементов + замковый блок. Тоннели предлагаем проходить тоннелепроходческим комплексом (ТПМК) фирмы “Херренкнехт” (Herrenknecht) Германия.

Внутренняя обделка тоннеля железобетонными блоками. Одно тубинговое кольцо состоит из 7 элементов + замковый блок. Тоннели предлагаем проходить тоннелепроходческим комплексом (ТПМК) фирмы “Херренкнехт” (Herrenknecht) Германия.

Предлагаем портал для монтажа

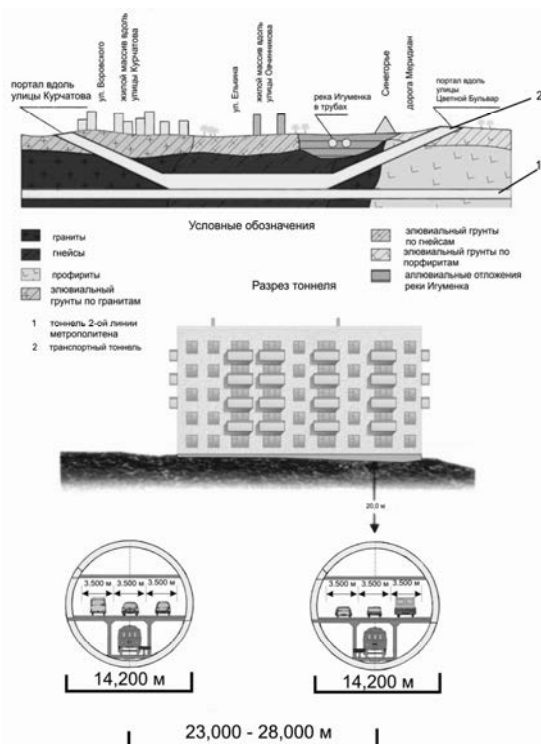


Рис. 4. Проектное предложение строительства комплексного тоннеля под улицей Курчатова от улицы Воровского до дороги Меридиан

Предлагаем портал для монтажа тоннелепроходческих комплексов построить по оси улицы Курчатова севернее улицы Воровского, а демонтажную камеру построить восточнее дороги Меридиан. Проходческий комплекс ЛОВАТ, который сооружает тоннель метрополитена, проходит транзитом через построенный комбинированный тоннель и продолжает строительство тоннеля

ля метрополитена в Ленинском районе. После сооружения тоннелей метрополитена до улицы Воровского и начало строительства тоннелей метрополитена за дорогой Меридиан начинается строительство транспортного портала (рис.5).

Стоимость готового тоннеля в ценах 1984 года составит 12255 тыс. руб. С учетом инфляционного коэффициента на 1-ый квартал 2006 года равного 49,86 стоимость строительства составит: 611034,3 тыс. руб., т.е. 700 миллионов руб.



Фото 5. Общий вид портала транспортного тоннеля по улице Курчатова перед улицей Воровского.

ВЫВОДЫ:

Развитие транспортных магистралей в городе Челябинске позволит:

1. создать хорошо развитую инфраструктуру подземно-наземных сооружений;
2. обеспечит пересечение потоков транспорта в разных уровнях, устраняет задержки у светофоров, способствует повышению скорости и улучшению условий безопасности движения,
3. создать полноценную организацию движения в пределах транспортного узла с устройством транспортных тоннелей.

ЛИТЕРАТУРА:

1. Научно-исследовательский отчет "Программа освоения подземного пространства территории города Челябинска" выполнен в Южно-Уральском государственном университете на основании Распоряжения Главы города Челябинска №1419 от 11.08.2004 и технического задания Главного Управления архитектуры и градостроительства города Челябинска №140 от 5.08.2005г.

Для выполнения данных геотехнических изысканий были подготовлены две рядом расположенные буроинъекционные сваи длиной 12,0м и диаметром Ø630мм. Сваи выполнены из бетона класса В20 и арматурного каркаса с рабочими стержнями - 8Ø25 А400С (АIII). Расположение свай в массиве грунта показано на рис. 1. Размещение свай, установки, а также прогибомеров схематично представлено на рис. 2.

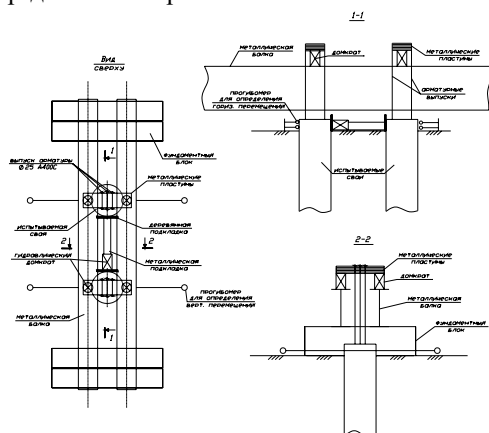


Рис. 2. Схема установки для испытания свай на сочетание выдергивающей и горизонтальной нагрузок

1. ИСПЫТАНИЯ СВАЙ

Нагружение опытных свай выполнялось при помощи вертикальных и горизонтальных гидравлических домкратов. Выдергивающее (реактивное) усилие от действия гидродомкратов передавалось через арматурные выпуски стержней каркаса. Горизонтальные усилия на обе сваи, возникающие от действия гидродомкрата, уравнивались между собой. Горизонтальной силой сваи нагружались одновременно.

Программа испытаний включала 2 этапа (I и II).

1.1. I этап испытания свай

I этап. Максимальная выдергивающая нагрузка принята $N=30,0$ тс (недопущение предельных растягивающих напряжений в бетоне свай). Максимальная горизонтальная нагрузка принята $H=20,0$ тс (ориентировочная несущая способность сваи на горизонтальную нагрузку по [Руководство, 1980]). Для данного этапа прочность сечения свай обеспечена.

а) Для опытной сваи ОС№1:

сначала ступенями по 3,0тс через каждые 5мин. передавалась полная выдергивающая нагрузка $N=30,0$ тс (при этом горизонтальная нагрузка отсутствовала). Стабилизация вертикальных перемещений фиксировалась только на последней ступени загрузки (суммарное усилие составило 30,0тс), которая характеризуется разницей перемещений не более 0,1мм за последние 2 часа наблюдений, при этом первый отсчет снимался сразу же после приложения нагрузки, затем последовательно 4 отсчета с интервалом 30 мин. и далее через час до условной стабилизации деформации (затухания перемещения).

Далее на опытную сваю передавалась горизонтальная нагрузка ступенями по 2,0тс, а выдергивающая соответственно снижалась ступенями по 3,0тс. Переход от одной ступени загрузки к другой осуществлялся после условной стабилизации горизонтальных перемещений сваи, характеризуемой разницей перемещений не более 0,1мм за последние 2 часа наблюдений.

Горизонтальная нагрузка на опытную сваю была доведена до $H=20,0$ тс (при этом выдергивающая нагрузка отсутствовала $N=0$ тс). После этого была произведена «разгрузка» свай.

б) Для опытной сваи ОС№2:

сначала ступенями по 3,0тс через каждые 5мин. передавалась полная выдергивающая нагрузка $N=30,0$ тс (при этом горизонтальная нагрузка отсутствовала) аналогично загрузке сваи ОС№1.

Далее на опытную сваю передавалась горизонтальная нагрузка ступенями по 2,0тс, а выдергивающая нагрузка оставалась постоянной - $N=30,0$ тс=const. Переход от одной ступени загрузки к другой осуществлялся после условной стабилизации горизонтальных перемещений сваи, характеризуемой разницей перемещений не более 0,1мм за последние 2 часа наблюдений.

Горизонтальная нагрузка на опытную сваю была доведена до $H=20,0$ тс (при этом выдергивающая нагрузка оставалась равной $N=30,0$ тс. После стабилизации деформаций на последней ступени ($H=20,0$ тс и $N=30,0$ тс) выдергивающая нагрузка снижалась до нуля ($H=20,0$ тс и $N=0$ тс) с дополнительным отсчетом перемещений. После этого была произведена «разгрузка» свай.

На рис. 3 графически представлено поведение свай на I этапе испытаний.

На I этапе вертикальные перемещения свай составили не более 0,5мм при максимальной нагрузке $N=30\text{тс}$, поэтому влиянием этих деформаций в данных исследованиях можно пренебречь.

Следует отметить, что на данном строительном объекте предварительно были проведены испытания 2-х свай на горизонтальные нагрузки [Отчет по НИР, 2009], т.е. при $N=0\text{тс}=\text{const}$. Результаты этих испытаний приводятся на рис. 3, как испытания свай ОС№3 (т.к. поведение 2-х свай было идентично).

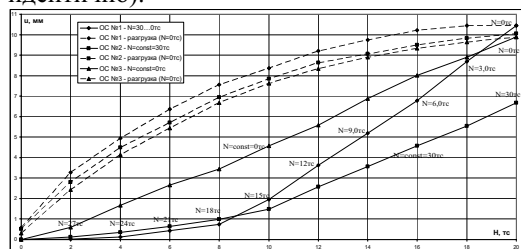


Рис. 3. Графики зависимостей горизонтального перемещения свай и от сочетания выдергивающей N и горизонтальной H нагрузок (I этап испытаний)

Итак, на I этапе испытаний (рис. 3) очевидно влияние вертикальных выдергивающих нагрузок N на деформируемость свай в горизонтальном направлении и от горизонтальных нагрузок H : чем больше выдергивающая нагрузка на сваю, тем меньше горизонтальные деформации от поперечной нагрузки.

Обратные деформации свай ($\approx 100\%$) свидетельствуют об упругой стадии работы свай на данном этапе испытаний, т.е. прочность сечения была обеспечена.

1.2. II этап испытания свай

На данном этапе испытаний на эти же сваи (ОС№1 и ОС№2) передавалась только горизонтальная нагрузка ступенями по 2,0тс и была доведена до $N=30\text{тс}$ с нормативной стабилизацией перемещений на каждой ступени. После этого производилась «разгрузка» свай.

На рис. 4 графически представлено поведение свай на II этапе испытаний.

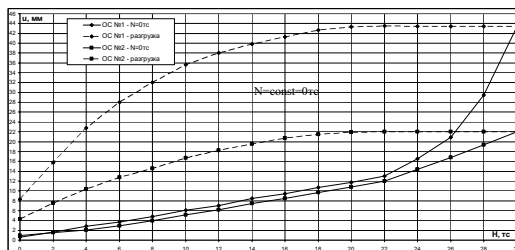


Рис. 4. Графики зависимостей горизонтального перемещения свай и от горизонтальной H нагрузки (II этап испытаний)

Для II этапа испытаний (рис. 4) характерно нелинейное поведение свай — перелом графиков «нагрузка-перемещение» после достижения горизонтальных деформаций свай 12мм, что связано с трещинообразованием бетона свай для данного уровня деформаций железобетонных конструкций. Однако, выраженная потеря несущей способности свай ОС№1 вероятно связана с различием в качестве изготовления двух свай или с различием деформационных свойств грунтовых напластований верхней зоны массива грунта.

Поведение свай ОС№1 и ОС№2 на 2-х этапах испытаний показано на рис. 5-6.

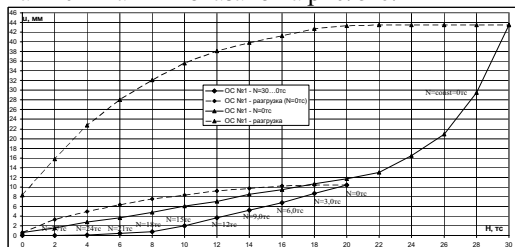


Рис. 5. Графики зависимостей горизонтального перемещения свай и (ОС№1) от сочетания выдергивающей N и горизонтальной H нагрузок (I и II этапы испытаний)

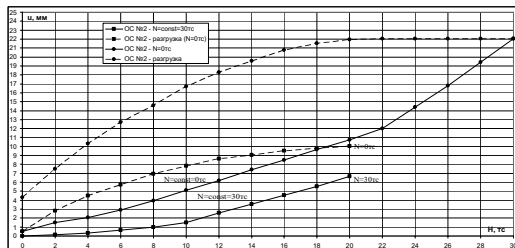


Рис. 6. Графики зависимостей горизонтального перемещения свай и (ОС№2) от сочетания выдергивающей N и горизонтальной H нагрузок (I и II этапы испытаний)

1.3. Численный эксперимент

С помощью расчетного комплекса SCAD в соответствии с рис. 1 выполнено моделирование свай в массиве грунта в упругой постановке. Грунт моделировался упругими шести- и восьмиузловыми изопараметрическими пространственными конечными элементами с заданными значениями механических характеристик. В данном случае вопрос назначения величины сжимаемой толщи под подошвой свай отпадает, т.к. свая работает на сочетание выдергивающих и горизонтальных нагрузок, а размеры модели грунта в плане принимались равными 30×30 м. Свая была замоделирована в виде объемных элементов с соответствующими геометрическими размерами и механическими характеристиками. Арматура в свае моделировалась стержневыми элементами. Количество загружений свай было равно количеству сочетаний усилий N и H , принятых в программе испытаний. Результаты численных исследований показали несоответствие реальному поведению свай при заданных нагрузках: вертикальная выдергивающая составляющая не влияет на горизонтальные перемещения свай при горизонтальных воздействиях. Более того, применение упругой модели грунта приводит к большой концентрации горизонтальных усилий в верхней зоне взаимодействия свай с грунтом [Жемочкин, 1948], которые реальный грунт воспринять не способен. Поэтому, при численном эксперименте горизонтальные перемещения свай под нагрузкой $H=20\text{тс}$ были равны 4,26 мм, что более чем в 2 раза меньше величин, выявленных в натуре (см. рис. 3 $\approx 10\text{мм}$).

2. ВЫВОДЫ

Результаты полевых испытаний свай на сочетающиеся выдергивающие и горизонтальные нагрузки позволяют сделать следующие выводы:

1. Предложены методика и конструкция установки для испытаний свай на совместное действие горизонтальных и выдергивающих нагрузок, которые позволяют по результатам полевых исследований назначать несущую способность свай на заданные горизонтальные перемещения;

2. Пионерные исследования несущей способности свай на сочетание выдергивающих и горизонтальных нагрузок показали, что выдергивающая составляющая может суще-

ственно влиять на сопротивляемость (несущую способность) горизонтальным усилиям. Данные испытания позволяют повысить «относительную несущую способность» свай на горизонтальные нагрузки в лучшем случае до 1,5 раз (см. рис. 3 – горизонтальная деформация при $H=20,0\text{тс}$ и $N=30,0\text{тс}$ в 1,5 раза меньше, чем при $H=20,0\text{тс}$ и $N=0\text{тс}$).

3. При численном расчете свайных фундаментов на горизонтальные нагрузки применение упругих моделей грунта основания в современных расчетных комплексах недопустимо из-за концентрации реактивных напряжений в верхней зоне взаимодействия свай с грунтом и, как следствие, занижения возможных реальных перемещений в горизонтальном направлении.

3. ЛИТЕРАТУРА

- ДСТУ Б В.2.1-1-95. Грунти. Методи польових випробувань палями. 1997. – Київ: Укрархбудінформ. 58 с.
- Жемочкин Б.Н. Расчет упругой заделки стержня (изгиб стержня в упругом полупространстве). 1948. – М.: Стройиздат. 68 с.
- Калачук Т.Г. Модульные сваи таврового сечения и составные на их основе в глинистых грунтах. 2004. Дисс. канд. техн. наук. 05.23.02. – Белгород: БГТУ. 136 с.
- Кивгин Д.Д. Методика статических испытаний буронабивных свай на горизонтальную нагрузку с учетом влияния ростверка и вертикального пригруза 1993. – Київ: Будівництво України. – №5-6. С. 42-44.
- Лундин Л.Ш. и др. Некоторые особенности расчета свай в многослойном основании при действии горизонтальных и моментных нагрузок. 1989. Изв. ВУЗов. Сер. «Строительство и архитектура». – №1. С. 116-120.
- Отчет о НИР: «Исследование несущей способности двух буроинъекционных свай статической горизонтальной нагрузкой на площадке строительства стадиона «Металлист» в г. Харькове». 2009. Самородов А.В., Лучковский И.Я. – Харьков: ЧП «Регионспецстрой». 30 с.
- Попович М.М. Робота пірамідальних паль при одночасній дії горизонтальних та вертикальних навантажень. 2007. Автореф. дис. канд. техн. наук. 05.23.02. – Київ: Держ. НДІ буд. конструкцій. 17 с.
- Руководство по проектированию свайных фундаментов. 1980. НИИОСП им. Н.М. Герсенова Госстроя СССР. – М.: Стройиздат. 151 с.
- Руководство по проектированию и устройству заглубленных инженерных сооружений. 1986. НИИСК Госстроя СССР. – М.: Стройиздат. 120 с.

Строительство на специфических грунтах

Принципы расчета малоэтажных зданий и подземных сооружений на пучинистых грунтовых основаниях

Абжалимов Р.Ш.

ОАО ТПИ «Омскгражданпроект», Омск, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье рассматриваются основные принципы расчета малоэтажных зданий на пучинистых грунтовых основаниях, вошедшие в действующие нормы проектирования и государственные стандарты. Обосновываются принципиальные недостатки существующих представлений о взаимодействии пучинистого грунта с фундаментами в их основаниях и по боковой поверхности. Предлагаются методы расчета для малоэтажных зданий и подземных сооружений, учитывающие влияние всех неучтенных факторов на их прочность, устойчивость и деформации.

1. ВВЕДЕНИЕ

В.О. Орловым (1990) было выделено пять направлений для решения комплекса взаимосвязанных задач при расчете взаимодействия пучинистого грунтового основания с фундаментом. Первые два направления охватывают проблемы определения величины морозного пучения грунтов (или степени их пучинистости), которые, по мнению автора, следует решать в основном аналитическим способом. Отметим, что аналитическое направление определения степени пучинистости грунтов по известным физико-механическим и водным показателям, разработанным В.О. Орловым, вошли в настоящее время в нормативные документы (ГОСТ 25100-95.1997; Пособие к СНиП 2.02.01-83, СП 50-101-2004, ТСН 50-303-99.1999г) и рекомендации для проектирования малозаглубленных фундаментов на морозоопасных основаниях. Это позволило перейти от качественных показателей степени пучинистости грунтов к количественным. Однако в приводимых аналитических формулах отсутствует учет давления от собственного веса, скорости промерзания грунта и многих других факторов. Поэтому нами предлагается при проектировании зданий и сооружений определять степень пучинистости грунта только в лабораторных условиях (Абжалимов Р.Ш., Головкин Н.Н., 2008).

Третье направление В.О. Орлов (1990)

предусматривает установление нормативных и расчетных значений силовых воздействий пучащегося грунта на фундаменты и заглубленные конструкции. При этом, как считает автор, независимо от глубины заложения фундаментов в пучинистых грунтах (ниже или в пределах слоя сезонного промерзания), во всех случаях необходима проверка их устойчивости на действие касательных сил пучения, так как в настоящее время пока отсутствуют практические методы расчета фундаментов на действие этих сил в отношении деформаций Орлов В.О. (1990).

Отметим, что первым большим недостатком в исследованиях взаимодействия пучинистых грунтов сезонного промерзания с фундаментами (под их подошвой и по боковой поверхности), выполненных многими исследователями в 1960-1990-е годы, является игнорирование ими прочностных и деформационных характеристик. И это несмотря на то, что учеными НИИОСП им. Н.М. Герсеева еще в начале 1960-х годов были детально разработаны методики испытаний мерзлых и вечномерзлых грунтов на сжатие, растяжение и сдвиг с учетом их ползучести по времени в простом и сложном напряженном состоянии (Вялов и др., 1962).

Пренебрежение прочностными и деформационными характеристиками не позволило исследователям определить напряженное состояние твердомерзлых слоев грунта при

взаимодействии с фундаментами сооружений (под подошвой и по боковой поверхности последних) и величину выпучивания фундаментов из-за пучинистости грунтов обратной засыпки.

2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

Нами были использованы результаты исследований (Вялов С.С., 1962) для оценки длительной прочности сезоннопромерзающих грунтов на растяжение, сдвиг и сжатие, а также их деформационных характеристик (Абжалимов Р.Ш., Любич И.Н., 2005). На этой основе было рассмотрено напряженно-деформированное состояние (НДС) твердомерзлых слоев грунта (ТСГ) под фундаментами, позволяющее установить изменение площади ТСГ под ними по глубине промерзания и соответственно перераспределение напряжений от действия ленточных и столбчатых фундаментов на пластично-мерзлые слои и послойное выпучивание грунта с фундаментами в процессе промерзания (Абжалимов Р.Ш., 2008).

Рассмотрение НДС ТСГ по боковой поверхности фундаментов и свай позволило определить распределение напряжений от последних по глубине промерзания и послойное выпучивание грунта в обратных засыпках и вокруг одиночных и кустовых свай (Абжалимов Р.Ш., 2006). Последние исследования показали возможность замены касательных сил морозного пучения, действующих по боковой поверхности фундаментов и свай, на нормальные силы (напряжения) морозного пучения, действующие на подошву консоли из твердомерзлого слоя грунта, смерзшегося с их боковой поверхностью. Это позволило установить величину выпучивания малозаглубленных фундаментов и ростверков свайных фундаментов при пучении грунта, как по их боковой поверхности, так и под их подошвой и тем самым отказаться от выполнения мероприятий по обеспечению устойчивости фундаментов к действию касательных сил морозного пучения.

В связи с этим изучение касательных сил морозного пучения лабораторными и аналитическими методами представляется неактуальным, а основным направлением исследований следует сделать определение нормативных и расчетных максимальных значений

напряжений морозного пучения (или нормальных сил) при промораживании образцов с грунтом в относительно неизменяемом объеме, а также определение зависимости морозного пучения от давления (Абжалимов Р.Ш., Головкин Н.Н., 2008).

Четвертое направление Орлов В.О. (1990) предусматривает изучение теплового и механического взаимодействия различных видов фундаментов с пучинистым грунтом с целью разработки методов расчета по двум группам предельных состояний системы «промораживаемое основание - фундамент - сооружение» в целом.

Концептуальным недостатком исследований взаимодействия фундамента с пучинистым грунтом под его подошвой, по мнению автора, является использование результатов натурных исследований (Орлов В.О. и др., 1987) такого взаимодействия для неподвижно закрепленного столбчатого фундамента в расчетах на морозное выпучивание малозаглубленных фундаментов в соответствии с (СП 50-101-2004, ТСН 50-303-99.1999). Принятая расчетная схема в натурном эксперименте не соответствует взаимодействию малозаглубленного фундамента с пучинистым грунтовым основанием, так как под его подошвой не могут возникать вертикальные напряжения морозного пучения, больше, чем напряжения от здания (сооружения), в соответствии с каноническим законом равновесия, принятым в строительной механике (третьим законом Ньютона). При морозном выпучивании фундамента не появляются «удельные силы» морозного пучения под его подошвой и не следует определять их «опытным путем», как это рекомендуется в (СП 50-101-2004).

При расположении ростверков свайного фундамента на пучинистом грунтовом основании удельные силы морозного пучения возникают за счет анкеровки его сваями в талые слои грунта. И определяются они аналитически из условия равновесия между удерживающими и выпучивающими силами известным способом (Абжалимов Р.Ш., 2006).

Второе принципиальное заблуждение, принятое в (СП 50-101-200, ТСН 50-303-99.), заключается в том, что морозное пучение фундамента может происходить только в том случае, когда расчетное давление пучения под ним больше, чем давление от фундамента.

Силы морозного пучения, то есть внутренние силы, по М.И. Сумгину, развиваются в ограниченном слое грунта, переходящем из пластичномерзлого состояния в твердомерзлое, в «динамической зоне фронта промерзания» (зоне кристаллизации льда) (Киселев М.Ф., 1971). Напряжения, возникающие в этом переходном слое при кристаллизации льда, передаются как на «верхний» (твердомерзлый), так и на «нижний» (талый) грунт. Таким образом, активной силой морозного пучения грунтов является внутренняя сила, развивающаяся при росте кристаллов льда в ограниченном слое (в стесненных условиях). А согласно третьему закону Ньютона, потенциальная сила (напряжение) морозного пучения, как внутренняя сила, не может быть больше, чем внешняя сила (напряжение), препятствующая росту кристаллов льда в ограниченном слое.

На рис. 1 показаны графики: (а) зависимости скорости пучения от внешнего давления; (б) зависимости потенциальных сил кристаллизации льда (внутренних напряжений морозного пучения) при ограничении объема промерзаемого грунта от времени (по суткам); (в) промерзания по времени

образцов, полученных при лабораторных исследованиях зависимости величины морозного пучения от давления (Абжалимов Р.Ш., Головкин Н.Н., 2008).

На рис. 1 б показано, что до начала промерзания на образцах с грунтом (на которых неподвижно закреплялись электронные динамометры сжатия) предварительно создавались напряжения, равные напряжению от собственного веса грунта в месте отбора образцов из выработки (шурфа).

Таким образом, в соответствии с каноническим законом равновесия потенциальные силы кристаллизации льда (или напряжение морозного пучения) не могут быть больше, чем внешнее давление, ограничивающее рост кристаллов льда.

Если давление от фундамента или подземного сооружения больше, чем потенциально возможное напряжение морозного пучения в начале промерзания, то фундамент (сооружение) остается неподвижным. Только после увеличения толщины ТСГ под фундаментом на определенную величину происходит уменьшение давления от фундамента на пластичномерзлый слой грунта.

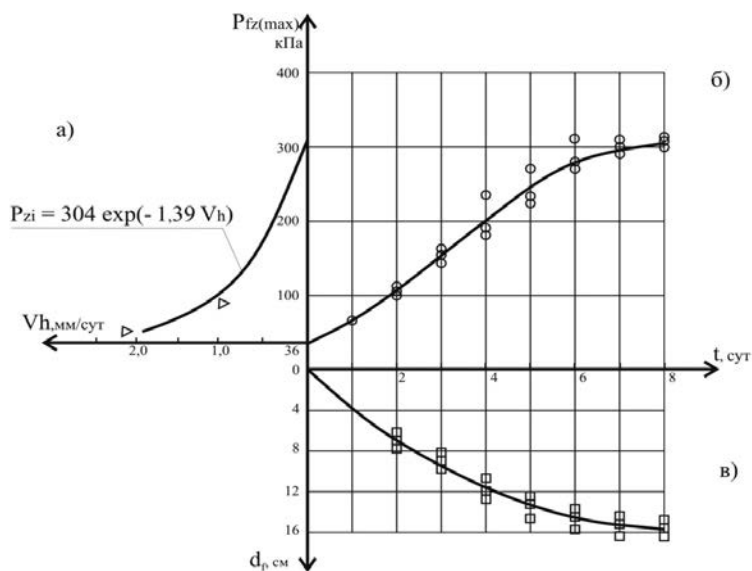


Рис.1 Графики: а) зависимости скорости пучения от давления; б) зависимости напряжений морозного пучения от уменьшения толщины сжимаемого грунта под динамометром; в) зависимости глубины промерзания грунта от времени под динамометром при $T = -5^{\circ}\text{C}$;

° - экспериментальные данные напряжений морозного пучения под динамометром сжатия;

Δ - экспериментальные данные скорости пучения, $Pz1 = 22,5 \text{ kPa}$, $Pz2 = 52,5 \text{ kPa}$;

□ - экспериментальные данные глубины промерзания образцов с грунтом под динамометром, $P_d = 36 \text{ kPa}$.

Выпучивание фундамента происходит с соблюдением условия равновесия:

$$p_z = p_{f_z} \leq p_{f_z(\max)}, \quad (1)$$

где p_z - среднее вертикальное давление от фундамента на глубине z на поверхность зоны кристаллизации льда; p_{f_z} - среднее давление морозного пучения на подошву ТСГ под фундаментом на глубине z ; $p_{f_z(\max)}$

- максимальное потенциальное напряжение морозного пучения для данного грунта, определяемое согласно (Абжалимов Р.Ш., Головкин Н.Н., 2008).

Из канонического уравнения равновесия между внешним давлением и напряжением морозного пучения следует другой важный вывод: степень пучинистости грунта не влияет на напряженное состояние ТСГ под фундаментами (и на конструкции подземных сооружений), которое зависит только от величины действующей внешней нагрузки и распределения вертикальных напряжений от нее в грунте по глубине промерзания.

Степень пучинистости грунта влияет на скорость пучения, то есть на величину морозного выпучивания здания (сооружения). Это подтверждается натурными исследованиями деформаций плит днищ подземных переходов (Абжалимов Р.Ш., 2008): выгиб плит днища зависит только от веса грунта, намерзаемого на его боковых поверхностях. После прекращения увеличения веса намерзаемого грунта выпучивание тоннеля подземного перехода продолжается при постоянном значении выгиба плиты днища, независимо от величины пучения тоннеля.

С точки зрения автора, большим недостатком в исследованиях взаимодействия пучинистых грунтов с фундаментами и подземными сооружениями, помимо игнорирования прочностных и деформационных характеристик и канонического закона равновесия, является также отсутствие интереса к распределению напряжений морозного пучения под ними. Если учесть, что последние являются внешней нагрузкой по отношению к сооружениям, то ясно, что без учета их распределения под подошвой и по боковой поверхности (как, впрочем, и без учета прочностных деформационных характеристик ТСГ) невозможно разработать методики расчета системы «промораживае-

мое основание - фундамент - сооружение».

Автором данной статьи была теоретически обоснована и экспериментально доказана закономерность распределения вертикальных напряжений морозного пучения под фундаментами и подземными сооружениями (Абжалимов Р.Ш., 2008), заключающаяся в следующем: сумма абсолютных значений вертикальных напряжений в грунте от фундамента (сооружения) и морозного пучения для любой точки по площади подошвы ТСГ под ним постоянна. Она равна двум значениям среднего напряжения в грунте от фундамента (сооружения) для рассматриваемой глубины промерзания и обусловлена изменением льдонакопления (скорости пучения) по ширине и длине подошвы ТСГ, которое вызвано изменением напряжений в грунте с перераспределением количества промерзающей и намерзающей воды в порах грунта (с учетом миграции ее в зону промерзания). Это можно выразить следующим уравнением:

$$\sigma_{f_{z_i}} = 2\sigma_{z_{cp}} - \sigma_{z_i}, \quad (2)$$

где $\sigma_{f_{z_i}}$ и σ_{z_i} - вертикальные напряжения для рассматриваемой точки под ТСГ на глубине z от морозного пучения грунта и от фундамента соответственно; $\sigma_{z_{cp}}$ - среднее по площади ТСГ вертикальное напряжение от фундамента на глубине z .

На рис. 2 показано распределение напряжений (реактивных давлений) под плитой гидротехнического сооружения (Горбунов, Посадов и др., 1984) и распределение напряжений морозного пучения под ней согласно (Абжалимов Р.Ш., 2008). В тех участках, где напряжение морозного пучения больше напряжения в грунте от плиты, при промерзании пучинистого грунта могут возникнуть дополнительные изгибающие моменты (растягивающие усилия), что можно определить расчетным путем. Это позволяет значительно упростить технологию устройства плитных фундаментов зданий и подземных сооружений в зимнее время путем учета влияния напряжений морозного пучения и исключения утепления основания (до определенного значения давления под плитой в процессе возведения здания).

Как видно из рис. 2, неравномерное распределение напряжений в грунте от сооружения является одной из причин неравно-

мерного морозного пучения грунта при промерзании (Киселев М.Ф., 1971).

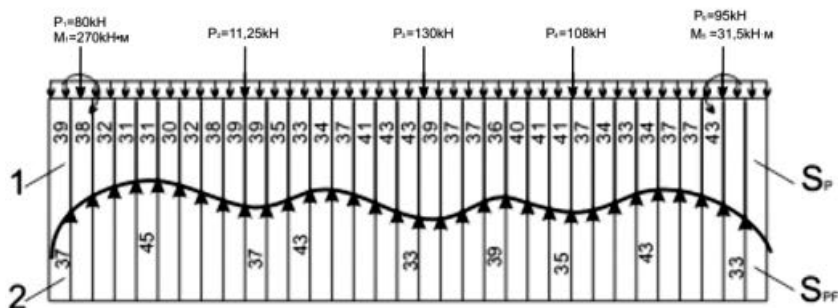


Рис. 2 Эпюры реактивного давления под фундаментом (1) и давления пучения (2); S_p – площадь эпюры (1), S_{pf} – площадь эпюры (2) при hff, $S_p = S_{pf}$.

Определение давления морозного пучения на боковую поверхность ограждающих конструкций глубоких котлованов, подземных сооружений и подпорных стен рекомендуется производить в лабораторных условиях (используя способ, аналогичный приведенному в работе (Абжалимов Р.Ш., Головкин Н.Н., 2008), предварительно создавая давления на динамометр сжатия, равные проектным давлениям на боковую поверхность сооружения от грунта обратной засыпки с учетом временных и постоянных нагрузок на нее, определяемых проектной организацией при выдаче задания на лабораторные испытания грунта на морозное пучение.

Тогда давление морозного пучения по высоте сооружения выразится формулой:

$$P_{yf_i} = P_{f(\max)} - P_{y_i}, \quad (3)$$

где $P_{f(\max)}$ – максимальное давление под динамометром сжатия, определяемое согласно (Абжалимов Р.Ш., Головкин Н.Н., 2008); P_{y_i} – боковые давления по высоте подземного сооружения, определяемые проектной организацией при выдаче задания на лабораторные испытания грунта на морозное пучение.

НДС вертикальной ограждающей конструкции предлагается определять с учетом совместной работы твердомерзлого грунта и ограждения на изгиб (Абжалимов Р.Ш., Любич И.Н., 2005).

Отличительной особенностью, свойст-

венной совместной деформации пучинистых грунтовых оснований и сооружений, является то, что в целом деформации прогиба и выгиба отдельных участков по длине сооружений и по времени носят случайный характер. Это объясняется существенно-вероятностным характером процессов промерзания и пучения грунтов, что обусловлено случайным сочетанием большого количества факторов (примерно восемь-девять), изменяющихся в сложной коррелятивной взаимозависимости и не поддающихся предварительной количественной оценке (Абжалимов Р.Ш., Любич И.Н., 2005).

Ключевой характеристикой совместной деформации основания и сооружения, с помощью которой можно достаточно точно определить усилия в конструкциях, является относительный прогиб отдельных участков или всего сооружения и его зависимость от величины выпучивания этих участков и их изгибной жесткости, которая приведена в работе (Абжалимов Р.Ш., Любич И.Н., 2005). На этой основе была предложена расчетная схема зданий и подземных сооружений при неравномерном морозном пучении основания в виде неразрезной полубесконечной балки постоянной изгибной жесткости на равнооседающих (пучащихся) опорах. Здесь величина осадки (пучения) опор равнозначна прогибу (выгибу) участков здания (сооружения). Выбирая соответствующий шаг оседающих (пучащихся) опор, можно получить решение с любой степенью

точности.

На рис. 3 показаны графики деформации наружных стен тоннеля подземного перехода у проходных Сибзавода через улицу Красный путь за три зимы наблюдений. Инженерно-геологические условия, схема размещения нивелировочных марок и величина прогибов плит днища приведены в работе (Абжалимов Р.Ш., 2008). Фак-

тические и расчетные прогибы за три года наблюдений (определенные согласно (Абжалимов Р.Ш., Любич И.Н., 2005) при изгибной жесткости стыковых соединений $[EJ]_c = 11,7 \times 10^5 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$, податливости арматурной связи при растяжении $\lambda_p = 5,45 \times 10^{-6} \text{ кН}^{-1}$ и расчетном значении величины выпучивания наружных стен $h_{ff} \cdot u = 20 \text{ мм}$) приведены в табл. 1.

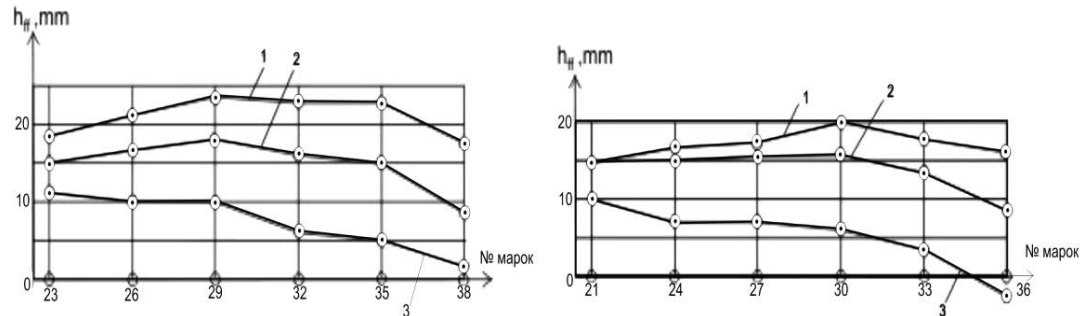


Рис.3 Графики деформации наружных стен тоннеля подземного перехода №7 по маркам 21-36 и 23-38; 1 – за зиму 1986-1987г., 2 – за зиму 1987-1988г., 3 – за зиму 1988-1989г.

Таблица 1. Фактические и расчетные прогибы, мм, определенные согласно (Абжалимов Р.Ш., Любич И.Н., 2005)

№ марки	Период наблюдений								
	1986/1987			1987/1988			1988/1989		
	h_f , мм	f_f , мм	f_p , мм	h_f , мм	f_f , мм	f_p , мм	h_f , мм	f_f , мм	f_p , мм
21	12	-	-	12	-	-	8	-	-
24	13	0,0	2,2	12	-0,5	-2,1	6	1,0	-1,7
27	14	0,5	-2,3	13	+0,5	+2,1	6	+0,5	+1,5
30	16	+1,5	+2,3	13	+1,0	+2,1	5	+0,5	+1,4
33	15	+0,5	+2,3	11	+1,0	+1,9	3	+0,5	+1,2
36	13	-	-	7	-	-	0	-	-
23	15	-	-	12	-	-	9	-	-
26	17	0,0	2,4	13	0,0	+2,2	8	0,5	-1,8
29	19	-1,5	-2,5	14	+1,0	+2,2	8	+1,5	+1,6
32	18	-0,5	-2,5	13	0,0	+2,2	5	-1,0	-1,6
35	18	+2,0	+2,4	12	+2,0	+1,94	4	+1,0	+1,2
36	14	-	-	7	-	-	1	-	-

Примечание: f_f - фактический прогиб (выгиб); f_p - расчетный прогиб (выгиб).

Отметим, что в (Орлов В.О. 1990, СП 50-101-2004, ТСН 50-303.99, 1999) не рассматривается тепловое взаимодействие фундамента с пучинистым грунтом в процессе эксплуатации здания. Известно, что при неравномерном промерзании грунта по ширине фундаментов возникают крены и

кручение последних. Это было рассмотрено автором (Абжалимов Р.Ш., 2009). Кроме того, крены фундаментов возникают при внецентренном их нагружении внешней нагрузкой от действия напряжений морозного пучения, которые распределяются по ширине фундаментов согласно (Абжалимов Р.Ш., 2008).

На рис. 4 показаны эпюры давлений под

подошвой фундамента (или ТСГ) от внешней нагрузки собственного веса грунта и давления морозного пучения при внецентренном нагружении. Подобное распределение давления морозного пучения возникает и при неравномерном промерзании пучинистого грунта по ширине фундамента.

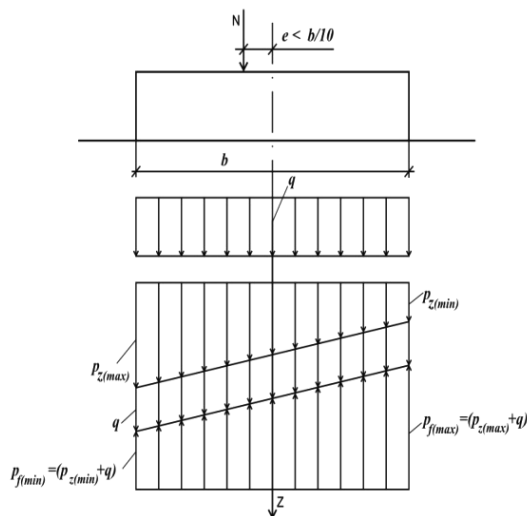


Рис. 4 Эпюры давлений по подошве фундамента (ТСГ) от внешней нагрузки (p_z) и собственного веса грунта (q) и морозного пучения (p_f) при внецентренной нагрузке.

Пятое направление Орлов В.О. (1990) связано с дальнейшей разработкой и совершенствованием мер по борьбе с морозным пучением грунта и различных противопучинных мероприятий (инженерно-мелиоративных, строительно-конструктивных, физико-химических и др.) по обеспечению эксплуатационной надежности возводимых зданий и сооружений.

Не рассматривая все варианты борьбы с морозным пучением, хотелось бы обратить внимание инженеров-конструкторов на следующее.

При разработке строительно-конструктивных мероприятий по борьбе с морозным пучением следует в первую очередь определить возможные деформации конструкций фундаментов и сооружений при морозном пучении грунта в их основаниях и по боковой поверхности в соответствии с результатами наших исследований, изложенными в настоящей работе, и сопоставить их с допустимыми, после чего принять оконча-

тельное решение.

Следует также иметь в виду, что в связи с организацией в России производства экструдированного пенополистирола тепло-технический вариант защиты оснований и обратных засыпок от сил морозного пучения, в основном используемый за рубежом, стал применяться и для наших природно-климатических условий.

Представляется, что окончательное решение надлежит принять после сравнения технико-экономических показателей этих принципиальных направлений.

3. ВЫВОДЫ

1. Распределение напряжений от фундаментов (сооружений) на пластичномерзлые слои грунта по глубине промерзания под ними и в обратных засыпках и послойную величину морозного пучения под ними предлагается определять с учетом длительной прочности ТСГ на растяжение и сдвиг и закономерности распределения напряжений морозного пучения с соблюдением канонического закона равновесия согласно (Абжалимов Р.Ш., 2008) по формуле (2).

2. Нормативное и расчетное значения потенциальной максимальной силы кристаллизации льда (максимального напряжения морозного пучения) предлагается определять на малогабаритной установке, подобной установке, описанной в (Абжалимов Р.Ш., Головкин Н.Н., 2008), путем промораживания образцов грунта при относительно неизменяемом объеме с определением относительной податливости грунта под динамометрами сжатия.

3. Удельные силы морозного пучения под фундаментами не могут быть больше, чем давление под ними от здания или сооружения в соответствии с каноническим законом равновесия.

4. Давление морозного пучения под подошвой фундамента (или подземного сооружения) при его выпучивании не может быть больше, чем давление от фундамента (сооружения) (см. п. 3).

5. Степень пучинистости грунта не влияет на напряженное состояние ТСГ под фундаментами и в обратных засыпках, а также на конструкции сооружений. Оно зависит только от внешней нагрузки и от формы распределения вертикальных на-

пряжений в грунте от него по глубине промерзания.

Степень пучинистости грунта влияет на скорость и величину выпучивания здания (сооружения) и на неравномерность их распределения, которые учитываются согласно расчетной схеме (см. рис. 3).

6. Неравномерное распределение напряжений в грунте от фундаментов и плит вызывает неравномерное его выпучивание, что предлагается учесть согласно (Абжалимов Р.Ш., 2008).

7. При внецентренной нагрузке на фундамент и неравномерном промерзании пучинистого грунта под фундаментами отапливаемых и неотапливаемых зданий необходимо определять крены фундаментов и дополнительные усилия, возникающие при этом в конструкциях зданий (Абжалимов Р.Ш., 2009).

4. ЛИТЕРАТУРА

- Абжалимов Р.Ш., Любич И.Н. 2005. Использование сезоннопромерзающих пучинистых грунтов в качестве оснований для подземных сооружений. Основания, фундаменты и механика грунтов, № 1, сс. 26-29.
- Абжалимов Р.Ш., Любич И.Н. 2005. К определению прочностных и деформационных характеристик сезоннопромерзающих грунтов. Промышленное и гражданское строительство. №9, сс. 9-11.
- Абжалимов Р.Ш. 2006. К расчету свай и свайных ростверков на пучинистых грунтах. Основания, фундаменты и механика грунтов. №2, сс. 25-30.
- Абжалимов Р.Ш., Головкин Н.Н. 2008. Лабораторные исследования зависимости морозного пучения грунта от давления в малогабаритной промышленной установке. Инженерная геология. №4, сс.30-35
- Абжалимов Р.Ш. 2008. Закономерность распределения напряжений морозного пучения грунта под фундаментами и подземными сооружениями. Новосибирск: Изд-во СО РАН, 75 сс.
- Абжалимов Р.Ш. декабрь 4/2009. К определению крутящих моментов, действующих на мелкозаглубленные фундаменты при не равномерном промерзании и пучении грунтовых оснований. Инженерная геология, сс.48-52.
- Вялов С.С., Зарецкий Ю.К., Городецкий С.Э. 1962. Прочность и ползучесть мерзлых грунтов и расчеты льдогрунтовых ограждений. Москва: Изд-во АН СССР, 254 с.
- Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. 1984. Расчет конструкций на упру-

- гом основании. Москва: Стройиздат, 678 с.
- ГОСТ 25100-95.1997. Грунты. Классификация. Москва: Госстрой России, ГУП ЦПП, 37 с.
- Киселев М.Ф. 1971. Мероприятия против деформации зданий и сооружений от действия сил морозного выпучивания фундаментов. Москва: Стройиздат, 101с.
- Орлов В.О., Елгин Б.Б., Железняк И.И. 1987. Морозное пучение грунтов в расчетах оснований сооружений. Новосибирск: СО изд-ва «Наука», 134 с.
- Орлов В.О. 1990. Принципы расчета фундаментов на пучинистых грунтах. Проблемы механики грунтов и инженерного мерзлотоведения. Москва: Стройиздат, ВНИИОСП, НТБ, Геотехника, сс. 187-198.
- Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). 1985 Москва: Стройиздат, ВНИИОСП, 60 с.
- СП 50-101-2004. 2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. Москва: Госстрой России, ГУП ЦГШ, 101 с.
- ТСН 50-303-99. 1999. Проектирование и устройство мелкозаглубленных фундаментов малоэтажных жилых зданий в Московской области. Москва: Миноблстрой, ГУЛ ЦПП, 59 с.

К расчету фундаментов на закарстованном основании

В.А. Барвашов, П.В. Харламов
НИИОСП им. Н.М. Герсевича, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Математическое моделирование с помощью МКЭ показало, что дополнительные напряжения в карстоопасном основании от веса здания/сооружения необходимо учитывать при определении размеров карстовой воронки. Вероятность образования карстовой воронки, захватывающей все здание целиком, может быть выше, чем под частью здания.

1. ВВЕДЕНИЕ

За последние 20 лет теория расчета сооружений на закарстованном основании в России практически не изменилась, поскольку используется весьма удобная для расчетов модель – виртуальная карстовая «воронка», располагаемая в любом месте под фундаментом, диаметр этой «воронки» обычно назначают равным 6 м (Инструкция..., 1984). Эта модель применяется в известных коммерческих компьютерных программах расчета системы «основание-сооружение» (SCAD, Лира и др.).

В рекомендациях (Рекомендации..., 1985) диаметр «карстового провала» определяется из условия предельного равновесия круглоцилиндрического объема грунта, зависающего над карстовой полостью. При этом в условии равновесия входят силы трения и сцепления по боковой (цилиндрической) поверхности и давление сооружения на контакте с грунтом. Там же дан метод определения диаметра карстовой воронки на ее верхнем срезе из условия предельного равновесия по конической поверхности.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРА КАРСТОВОЙ ВОРОНКИ

В данной статье использован другой подход: используется допущение, заимствованное из методики определения формы мульды

оседания поверхности основания на подрабатываемой территории по ее объему, который приравнивается объему зазора между обделкой подземной выработки и окружающим массивом. В плоской задаче (Шушили А.Н. и др., 2007) мульда оседания представляется в виде функции $S(x) = \beta \cdot \exp(-\alpha x^2)$, где x – расстояние до центра мульды, а β – максимальное оседание мульды. В рассматриваемом здесь осесимметричном случае мульда оседания имеет вид: $S(r) = \beta \cdot \exp(-\alpha r^2)$, где r – расстояние точки от центра мульды.

При появлении мульды оседания под сооружением, распределение контактных давлений на контакте фундамент-основание изменяется, но равнодействующая этого распределения, равная весу здания + полезная нагрузка, остается постоянной. А это значит, что на контакте «фундамент-основание» возникает зона разгрузки, в которых происходит отрыв грунта от подошвы фундамента, т.к. связь фундамента и основания является односторонней, а упругое восстановление поверхности основания в зоне отрыва незначительно, и им можно пренебречь. Отметим, что в зоне отрыва фундамент уже не давит на грунт, что снижает возможность образования провальной «воронки» за счет продавливания, как это принято в рекомендациях (Рекомендации..., 1985).

Покажем, как определить диаметр зоны отрыва, зная объем V дефицита грунта в

массиве основания, образовавшегося при выносе грунта за счет карстообразующих процессов. Для этого рассмотрим простейшую осесимметричную задачу об осадках абсолютно жесткого круглого штампа радиусом R (имитирующего сооружение) на основании Винклера с постоянным коэффициентом постели K от действия равномерно распределенной нагрузки q и мульды оседания, возникшей в период эксплуатации сооружения. Коэффициент постели определялся по формуле $K=E/H$, где E – модуль деформации основания, а H – величина сжимаемой толщи, определяемая по рекомендациям СНиП 2.02-01.83*.

Осадка этого сооружения до появления мульды оседания равна $S_0=q/K$. Пусть в период эксплуатации сооружения под фундаментом образуется осесимметричная мульда оседания $\Delta S(r)=\beta \cdot \exp(-\alpha r^2)$. Чтобы определить диаметр зоны отрыва грунта от фундамента, воспользуемся следующими зависимостями.

1) Мульда оседания захватывает всю поверхность основания, поэтому ее объем V равен двойному интегралу по площади (1), который после очевидных преобразований дает простую зависимость V от параметров мульды оседания α и β :

$$V = \int_0^{2\pi} d\theta \int_0^{\infty} \beta \cdot e^{-\alpha r^2} r dr = 2\pi \cdot \beta \cdot \int_0^{\infty} e^{-\alpha r^2} r dr =$$

$$= 2\pi \cdot \frac{\beta}{\alpha} \cdot \int_0^{\infty} e^{-r^2} r dr = \frac{\pi \cdot \beta}{\alpha} \quad (1)$$

где β – оседание в центре мульды,

$$\alpha = \frac{V}{\pi \beta} - \text{параметр формы мульды.}$$

2) После возникновения зоны отрыва грунта радиусом ρ нагрузка от фундамента передается на кольцевую зону. Давление на основание в пределах этой зоны $q_1=qR^2/(R^2-\rho^2)$. Условие равенства оседания и дополнительной осадки на границе зоны отрыва дает следующее уравнение относительно ρ , которое при известных α и β решается средствами MathCad:

$$q_1 - q = \frac{q \cdot \rho^2}{R^2 - \rho^2} = \beta \cdot e^{-\alpha \cdot \rho^2} \quad (2)$$

Система уравнений (1, 2) имеет 4 неизвестных α , β , ρ , из которых β и V можно задать из физических соображений (оседание в центре мульды и ее полный объем),

исходя из карстоведческого опыта. Но, как показано ниже, есть и определенные качественные эффекты.

Для этого была составлена программа в системе MathCad, и проведен цикл математического моделирования. Варьировались параметры E , q , V , β . Результаты моделирования показали, что радиус зоны отрыва при практических наборах параметров изменялся приблизительно от 5 до 8 м, что весьма близко к значению вышеупомянутого диаметра расчетной «воронки» 6 м.

3. КАРСТОВЫЕ ПРОВАЛЫ

На рис. 1-3 приведены фотографии карстовых провалов, поглотивших сооружение(я) целиком. Возникает вопрос, почему образовались эти глобальные провалы, а не провалы меньшего диаметра под частью здания, как это рекомендовано в инструкции (Инструкции..., 1984) и рекомендации (Рекомендации..., 1985).

Для выяснения картины образования карстовых провалов под фундаментом был проведен цикл математического моделирования с помощью программы PLAXIS.



Рис. 1. Провал диаметром 100 м и глубиной 30 м (штат Флорида, США) в 1981 г., захвативший несколько зданий.



Рис. 2. Провал диаметром около 30 м и глубиной 100 м в 2007 г. в Гватемале, захвативший несколько домов.



Рис. 3. Провал на заводе «Химмаш» (г. Дзержинск, 1991 г.).

Решалась осесимметричная задача о круглой плите конечной и нулевой жесткости, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой. В основании под плитой располагалась шаровая карстовая полость диаметром 4 м. Однородное грунтовое основание описывалось упруго-пластической моделью Кулона-Мора с характеристиками E , c и ϕ . Варьировались размеры и жесткость плиты, значения нагрузки и параметров грунта.

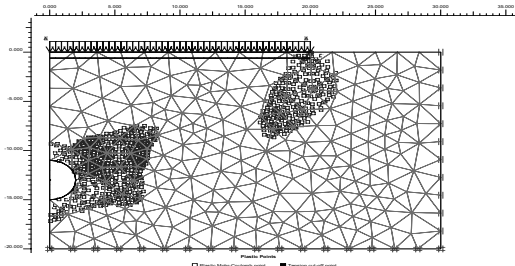


Рис. 4. Образование двух пластических зон

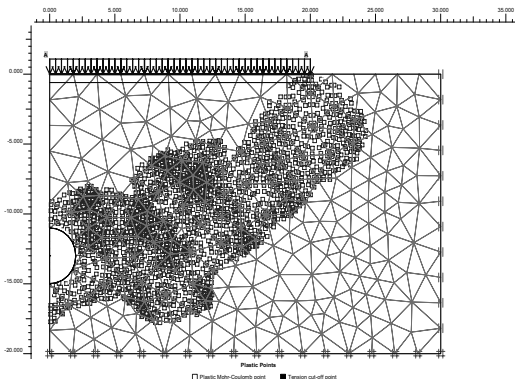


Рис. 5. Образование единой пластической зоны

На рис. 4 и 5 показано развитие пластических зон и их слияние - провал. Круглоцилиндрический провал, принятый в рекомендациях (Рекомендации..., 1985), не был получен ни для одной из комбинаций исход-

ных данных.

Отмечено некоторое отличие формы провальных пластических зон для глин (рис. 4 и 5) и для песков (рис. 6).

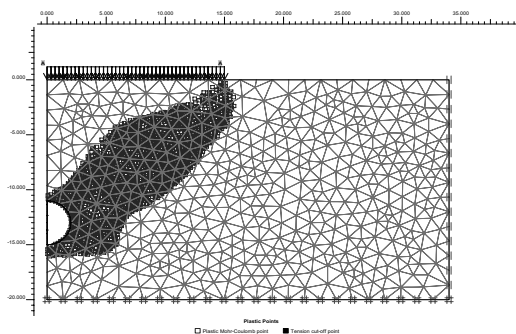


Рис. 6. Форма провальной пластической зоны (песчаный грунт)

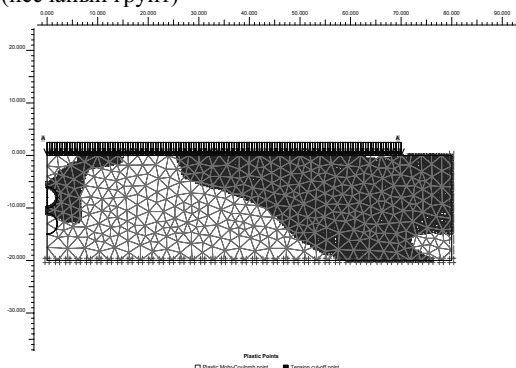


Рис. 7. Локальный провал над карстовой полостью

Провал под частью плиты был получен только для фундамента с диаметром 160 м (рис. 8). При таком большом диаметре расстояние между краевыми пластическими зонами было слишком велико, и они не смогли слиться в одну зону.



Рис. 8. Провал 12 апреля 2005 г., г. Тула (Леоненко, 2007)



Рис. 9. Провал над горными выработками на руднике в г. Березняки, 2007 г., рядом со зданием заводоуправления

Результаты математического моделирования показали, что образование карстового общего карстового провала под всем зданием является весьма вероятным событием (рис. 1-3). Это объясняется прежде всего тем, что *фундамент сдерживает образование провалов за счет обжатия грунта под фундаментом весом сооружения*. Кроме того, в случае глубокого залегания подземных вод сооружение является водонепроницаемым экраном для верховодки и атмосферных осадков в пределах своего пятна. Но на границе этого экрана грунты основания не защищены от проникания атмосферных вод, более того – там могут образоваться дополнительные локальные утечки в грунт из-за нарушения дренажных устройств.

Отметим также, что, если основание сложено прочными грунтами, а фундамент выполнен в виде сплошной плиты, то развитие карстовых полостей может происходить незамеченным вплоть до момента катастрофического провала всего сооружения. В этом случае действует принцип: «чем лучше, тем хуже», т.е. чем прочнее грунты и фундамент, тем разрушительнее провал, который происходит, когда зона карстового провала достигает контура пятна сооружения, и вес сооружения передается полностью на тело обрушения. Тогда сооружение и провальный массив превращаются в неустойчивую систему (Толмачев В.В., 2007).

Противокарстовый фундамент в виде перекрестных лент оказывается «лучше» в том отношении, что малые оседания и провалы между лентами заметны и являются предвестниками общего провала.

На рис. 8, 9 приведены фотографии характерных карстовых воронок, образовав-

шихся вне пятна здания и касающихся фундамента, но не проникающих под него. Этот случай подтверждает предположение о том, что границы карстового провала тяготеют к границам пятна здания. Этот случай требует отдельного изучения.

В условиях покрытого глубокого карста вероятность образования провалов на земной поверхности и в основании большинства сооружений с фундаментами мелкого заложения определяется, как правило, природными факторами. При этом, удельная вероятность поражения сооружения (т.е. вероятность P поражения провалами единицы площади в единицу времени) может быть оценена в большинстве случаев на основе прогнозирования таких параметров провалов, как интенсивность провалообразования, средний и максимальный диаметр карстовых провалов и механизма провалообразования (Толмачев В.В. и др., 1986), (Хоменко В.П., 2003). С учётом же дополнительных напряжений, обусловленных перераспределением нагрузкой от сооружения, происходит перераспределение удельной вероятности провалообразования в пределах «пятна» сооружения. Как показали результаты вышеприведённого численного моделирования (при заданных исходных данных моделирования), удельная вероятность образования провалов по торцам здания (при прочих равных условиях) больше соответствующей удельной вероятности в серединной части пятна сооружения. С учётом этого должен определяться параметр проектирования консольных выступов.

Если разделить рассматриваемую площадь A пятна сооружения на две части, существенно различающиеся по напряжённому состоянию по подошве фундамента (A_m и A_k , отнесённые соответственно на серединную и краевую части), то вероятность P можно представить как

$$P = P_m A_m / A \alpha_m + P_k A_k / A \alpha_k$$

где: P_m, P_k – вероятности того, что провал выйдет под подошву фундамента соответственно на площадях A_m и A_k ;

α_m, α_k – коэффициенты, обратно пропорциональные напряжённому состоянию грунтов по подошве фундамента.

Изложенный подход определения параметров конструктивной противокарстовой защиты – первый шаг в новом направлении в геотехнических исследованиях при проектировании сооружений на закарстованных

территориях. Результаты такого подхода должны в дальнейшем корректироваться с учётом напряжённого состояния, обусловленного механизмом провалообразования (Хоменко В.П., 2003), линий влияния расчётных усилий (изгибающих моментов, поперечных сил и др.) при различных положениях провалов в пятне сооружений, вероятностных закономерностях провалообразования (Aderhold G., 2005), (Соболев Д.И. и др., 1989) и других факторов.

Авторы выражают благодарность Владимиру Викторовичу Толмачеву за весьма полезные замечания и рекомендации.

4. ВЫВОДЫ

1. Фактически под фундаментом происходят не частичные провалы, а оседания основания с отрывом его поверхности от подошвы фундамента. Величину и форму этих оседаний можно определять на основе принципов, которые применяются для определения формы мульды оседания на подрабатываемых территориях.

2. Математическое моделирование показало, что радиус *зоны отрыва* поверхности основания от подошвы фундаментной плиты может меняться в пределах от 4 до 9 м, что достаточно близко к диаметру расчетной «*провальной воронки*», принимаемому равным 6 м. Это иллюстрирует того, что практический опыт подсказывает верное решение несмотря на то, что концепции расчетных моделей совершенно различны.

3. Провал всего сооружения целиком является весьма вероятным событием. Другим вероятным событием является образование карстовых воронок вне пятна здания, касающихся края фундамента, не проникая под него.

4. Зону отрыва фундамента от грунта можно определять, вводя в расчетную схему односторонние связи между фундаментом и основанием.

5. Необходимо совершенствовать и вести различные виды мониторинга карстопроявлений и поведения сооружений на закарстованных основаниях, т.к. даже слабые сигналы могут служить предвестниками катастрофических аварий (Толмачев В.В., 2007).

5. ЛИТЕРАТУРА

- Инструкция по проектированию зданий и сооружений в районах г. Москвы с проявлением карстово-суффозионных процессов. *Мосгорисполком, Техническое управление, ГАПУ, Моспроект-1, Мосгоргеотрест*, М., 1984 г.
- Рекомендации по проектированию фундаментов на закарстованных территориях. *НИИОСП*, М., 1985.
- Шушилилин А.Н., Фаворов А.В., Шейнин В.И. Москва. Метод расчета усилий в конструкциях зданий при деформировании основания из-за проходки подземной выработки. *ОФМГ*, №3, 2007.
- Леоненко М.В. Геофизические методы исследования карста для целей строительства, *ОАО «Противокарстовая и береговая защита»*. Семинар по вопросам строительного карстоведения. 3-5 окт. 2007 г.
- Готман Н.З. Расчет свайно-плитных фундаментов. *Дисс. на соиск. уч. степ. д.т.н.*, Уфа, 2004 г.
- Толмачев В.В. О допустимых рисках в карстовых районах. *ОФМГ*, №5, 2007 г.
- Толмачёв В.В., Троицкий Г.М., Хоменко В.П. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий. *Стройиздат*. Москва, 1986 г.
- Хоменко В.П. Закономерности и прогноз суффозионных процессов. *ГЕОС*. Москва, 2003 г.
- Aderhold G. Klassifikation von Erdfällen und Senkungsmulden in karsgefährdeten Gebieten Hessens. *HLUG*. Wiesbaden, 2005.
- Соболев Д.И., Гагин А.И. Вероятностный расчёт крупнопанельных зданий на упругом основании с карстовым провалом. *Строительная механика и расчёт сооружений*. №2, 1989 г.

Вопросы определения расчетного диаметра карстового провала в потенциально опасном районе

А.А. Буданов

Фирма "Ове АРУП", Москва, РФ

А.А. Буданова

ООО "СтройТехноКомп", Москва, РФ

АННОТАЦИЯ: В статье выносятся на обсуждения некоторые вопросы, с которыми приходится сталкиваться при проектировании зданий и сооружений на территориях с проявлением карстово-суффозионных процессов в г.Москве. На примере определения расчетного диаметра карстового провала в потенциально опасном районе по степени проявления карстово-суффозионных процессов обосновывается необходимость совершенствования современных российских нормативных документов.

При проектировании зданий и сооружений необходимо, в том числе, учитывать возможное развитие опасных геологических и инженерно-геологических (ИГ) процессов. Особую опасность представляют карстово-суффозионные процессы (КСП), проявление которых выявляется на поверхности земли в виде воронок, оседаний, провалов [1, 4]. За последнее время наблюдается тенденция увеличения количества таких проявлений. Поэтому вопрос проектирования в таких районах является актуальным и освещается в научных изданиях [9, 10].

Наиболее опасной в Москве является территория, прилегающая к Хорошевскому шоссе, которая является стационарным участком наблюдений за оседанием поверхности земли в результате карстовых и суффозионных явлений. Однако даже на этой территории встречаются потенциально опасные и вовсе неопасные площадки.

Согласно нормативным документам учет проявлений КСП при проектировании выражается в предусмотрении специальных мероприятий, снижающих неблагоприятное воздействие карста на сооружения или исключаяющих возможность образования карстовых деформаций. В [7] записано, что «основным расчетным параметром при проектировании противокарстовой защиты сооружений при карстовых провалах является расчетный диаметр карстового провала». Там же определяется местоположение

возможного карстового провала при расчете фундаментов, который принимается исходя из наиболее неблагоприятного его влияния на работу сооружения. Однако [7] умалчивает о количественной характеристике этого диаметра, а также не указывает, кем именно он должен определяться: проектировщиком, инженером-геологом или другой специализированной организацией. Так, согласно [7] (раздел 6): «его определение производят с учетом физико-механических характеристик грунтов основания и нагрузки, передаваемой от сооружения на основание», и еще: «параметры карстовых деформаций определяют расчетом с использованием вероятностно-статистических и (или) аналитических методов на основе анализа инженерно-геологических и гидрогеологических условий с учетом их возможных изменений за время эксплуатации сооружений». По существу, формулировки дают очень общее представление об определении расчетных параметров карстовых провалов без каких-либо конкретизаций.

Обратимся к другим нормативным документам.

В [4] (раздел 5) приводится, что для «выявления карстовых полостей, определения их конфигурации и размеров» (в определенных случаях) можно воспользоваться геофизическими методами исследования. Но данные геофизических исследований не могут рассматриваться как основные и

скорее используются только как косвенные данные.

В другом подпункте этого же нормативного документа говорится, что при районировании «территории по условиям, степени и характеру развития карста» «должны использоваться установленные по результатам изысканий категории устойчивости территорий относительно карстовых провалов по интенсивности провалообразования и по средним диаметрам карстовых провалов». Согласно разделу 6 [3] в районах развития карста «по результатам выполненных инженерно-геологических изысканий должен быть составлен прогноз и в техническом отчете приведена комплексная оценка опасности развития карста, включая оценки интенсивности и периодичности проявлений карста на поверхности земли (провалы, оседания и их размеры; интенсивности проявлений карста под землей, в том числе распределения и размеров карстовых полос-тей)».

Получается, что категория устойчивости и размер карстового провала должны выдаваться в отчете об ИГ изысканиях. Однако для того, что бы выдать категорию устойчивости территории, на площадке необходимо зафиксировать провалообразования. Но как при ИГ изысканиях получить расчетный диаметр карстового провала в случае потенциально опасного района в отношении проявления КСП? Скажем, если в отчете об ИГ изысканиях, проведенных в районе с проявлениями КСП, наличествуют следующие моменты: на поверхности земли участка строительства проявлений КСП в виде воронок и оседаний, а также деформаций существующих зданий на прилегающих территориях не выявлено; мощность юрских глин составляет в среднем $\geq 10\text{м}$; дополнительное наличие воскресенских твердых мергелистых глин вскрытой мощностью до 8м, что практически исключает перетекание воды и возможность перемещение частиц грунта из верхних горизонтов в нижележащие; при проходке скважин провалов бурового инструмента не наблюдалось, и т.п.

Поставим еще один вопрос. В чем отличие между средним (или максимальным) диаметром карстовых провалов, который следует определить по результатам изысканий согласно разделу 5 [4] и расчетным диаметром карстового провала, требуемого к определению в [7]? Добавим, что в вероят-

ностных методах оценки КСП фигурируют максимально-возможный и максимально вероятные диаметры. Какой из перечисленных диаметров берется в расчет?

Обратимся к более ранним Нормативным документам.

В Рекомендациях [2] вначале встречаются те же расплывчатые формулировки, но в разделе 3 излагаются методики определения расчетных размеров карстовых провалов и воронок. Однако - это минимально возможные диаметры провала и воронки, для образования которых «необходимо наличие полости» на некоторой глубине диаметром не менее чем диаметр карстового провала. И снова, как быть с потенциально опасными районами?

Конкретизация касательно количественной оценки диаметра карстовой воронки для потенциально опасных районов по интенсивности проявления КСП имеется в инструкции [1]. Так, одной из противокарстовых инженерно-технологических мер, обеспечивающих устойчивость зданий и сооружений, при внезапном проявлении карстово-суффозионных процессов, является расчет «на образование в любом месте под зданием или сооружением одной карстовой воронки диаметром 6м». В случае опасного района в [1] предлагается либо вообще отказаться от строительства, либо, предусматривая первоочередное выполнение ИГ мер защиты и повторную классификацию участка строительства (т.е. читай, перевод ее как минимум в потенциально опасную), дальнейшее проектирование вести в соответствии с вновь установленной классификацией. Но здесь снова возникает вопрос, а диаметр карстовой воронки также является «основным исходным параметром», как и диаметр карстового провала в [7]?

С первого взгляда, для потенциально опасного района совместную систему «сооружение-основание» необходимо считать на образование карстовой воронки $d=6\text{м}$ и, если здание (сооружение) при этом устоит «в течение времени, необходимого для эвакуации людей» [1], условие выполнено. Но, как показывает практика проектирования, из-за несовершенства нормативных документов процесс проектирования происходит несколько иначе.

Во-первых, инструкция [1] и рекомендации [2] датируются 1984-85 гг., т.е. они не перевыпускались более 25 лет. К примеру,

стандарты DIN пересматриваются не реже чем каждые 5 лет.

Во-вторых, имеется несколько схематических карт инженерно-геологического районирования г.Москвы по степени опасности проявления карстовых и карстово-суффозионных процессов:

- приложение «А» инструкции по ИГ изысканиям [6] (рис. 1);
- приложение «2» Рекомендаций [5] (рис. 2);
- «Москва Геология и город» [8] (рис. 3).

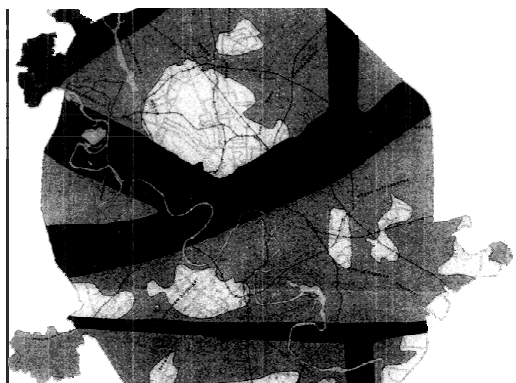


Рис. 2. Схематическая карта ИГ районирования г.Москвы по степени опасности проявления карстовых процессов согласно приложению «2» Рекомендаций [5]

Рис. 1. Схематическая карта ИГ районирования г.Москвы по степени опасности проявления КСП согласно приложению «А» [6]

Первая карта подразделяет район Москвы на неопасную, потенциально опасную и опасную зону в отношении проявления КСП. Вторая – на: малую, среднюю и большую опасность. (Данная карта составлена для карстовой опасности). Третья – на: неопасную, опасную (!), и весьма опасную. Т.е. на последних двух картах отсутствует понятие о потенциально опасном районе. Не говоря о масштабах этих карт, зададимся вопросом: по какой из этих карт ориентироваться? На данный момент инженеры-геологи пользуются всеми, вводя проектировщиков и Заказчиков в недопонимание.

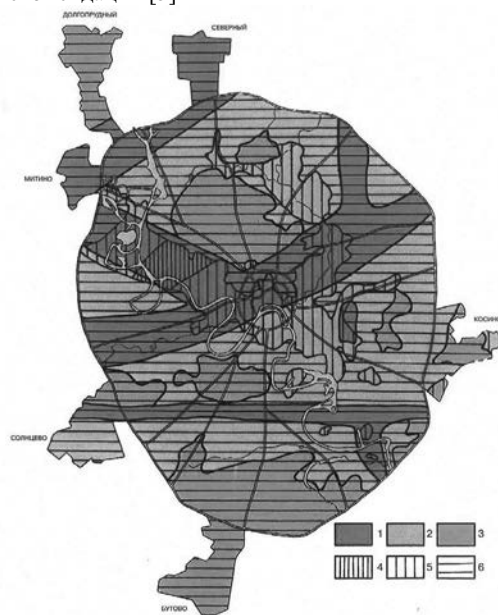


Рис. 4.8. Карта карстовой и карстово-суффозионной опасности на территории г.Москвы (авторы: Кутелов В.М., Анисимова Н.Г., Кожевникова И.А., Коллекова И.В., Максимов М.М., Савлов В.С., 1996). Категории карстовой опасности: 1 – весьма опасная, 2 – опасная, 3 – малоопасная. Категории карстово-суффозионной опасности: 4 – весьма опасная, 5 – опасная, 6 – неопасная

Рис. 3. Схематическая карта ИГ районирования г.Москвы по степени опасности проявления карстово-суффозионных и карстовых процессов согласно «Москва Геология и город» [8]

Большинство недопониманий происходит из-за того, что новые нормативные документы, выходящие под эгидой какого-либо исследовательского или отраслевого института, далеко не всегда согласуются, а иногда и просто противоречат другим равнозначным документам, выпущенным другой организацией. В связи с этим настает необходимость в объединении национальных нормативных документов под общей единой организацией, в соответствии с международными стандартами. Возьмем, например, Евростандарты: Еврокод или DIN (Германский институт национальных стандартов), или ASTM (Американское общество по испытанию материалов), все эти организации прошли длительный период своего становления с помощью не только отраслевых и научно-исследовательских институтов, но и при поддержке тысяч внешних добровольных экспертов. Достижением сейчас можно считать разработку так называемых Стандартов Организации (СТО), учитывающих положения Евростандартов. Однако СТО, вводятся в дополнение к уже существующим СНиП и СП, вводя дополнительную путаницу в нормативную документацию. Чтобы не было путаницы и двоякого прочтения, нормативный документ должен быть единым для той территории, для которой он разрабатывается.

В-третьих, зададимся вопросом о достаточности и недостаточности ИГ изысканий для проектирования. Этот вопрос возникает практически всегда и особенно в районах с проявлением КСП [9]. ИГ изыскания, выполненные в полном объеме, для районов с проявлением КСП встречаются далеко не всегда. При этом изыскания часто выполняются только для одной стадии проектирования. А ведь довольно часто между стадиями проектирования проходит большой промежуток времени, превышающий 2-3 года, после чего выполненные ИГ изыскания могут быть признаны «устаревшими». На стадии РД, в соответствии с нормативной литературой, должно осуществляться уточнение и детализация оценок степени и характера закарстованности, условий развития карста, возможности техногенной активации процесса и устойчивости участков и площадок строительства отдельных зданий и сооружений.

В-четвертых, в случае сложных и ответственных зданий и сооружений для разра-

ботки проекта специализированной организацией должны выпускаться специальные технические условия (СТУ), в которых должны быть оговорены все моменты касательно: расчетного диаметра карстовой воронки, стадийности проектирования и количества ИГ изысканий. Однако, как снова показывает практика проектирования, и это не всегда помогает, т.к. в связи с постоянной спешкой проектирования, когда в прямом смысле проект еле поспевает за строительством, СТУ выпускаются не к началу проектирования, а к его окончанию. Т.е. главные требования ставятся тогда, когда уже сформулированы основные технические и конструктивные решения, произведены расчеты и готовы чертежи, что иногда приводит «сюрпризам».

В-пятых, не так-то легко пройти Мосгосэкспертизу с принятым (согласно [1]) в расчет диаметром карстовой воронки $d=6\text{м}$, даже если последний был одобрен другой экспертизой. Эксперт обоснованно требует более точно определить расчетный диаметр карстовой воронки на основе анализа инженерно-геологических и гидрогеологических условий с использованием вероятностно-статистических и (или) аналитических методов расчета [7].

Итак, в потенциально опасном районе все равно необходимо каким-либо способом определять диаметр карстового провала. Но кто? - проектировщик должен анализировать и выдать это значение расчетного диаметра карстовой воронки, инженер-геолог или же третья независимая специализированная организация должна производить требуемый анализ?

Приведем типичный пример из практики.

Инженер-геолог в этом случае утверждает, что это не его работа, он выдал «потенциально опасную зону», а диаметр воронки должен определить проектировщик. Проектировщик заявляет, что геологию и гидрогеологию должен анализировать инженер-геолог. При этом оба ссылаются на все известные нормативные документы, инструкции, рекомендации и т.п., доказывая свою правоту. Так проходит год и проект уходит в экспертизу с $d=6\text{м}$. А после настойчивого требования эксперта обосновать $d=6\text{м}$, Заказчик сдается и нанимает третью (специализированную) организацию. В кратчайшие сроки выходит отчет специализированной организации, где район из

потенциально опасного превращается в опасный по проявлению КСП, радиус максимально-вероятностного провала составляет около 6м (вроде цифра та, но не сразу можно соотнести разницу в два раза между радиусом и диаметром), а радиус максимально возможного провала 15м, т.е. $d=30\text{м}$, в 5 раз больше принятого в расчете, и это в конце срока прохождения экспертизы.

На срочном собрании выясняется, что опасная – это та же потенциально опасная, но по другой карте. Далее проектировщик интересуется у третьей организации: «Какой из радиусов является расчетным?». Ответ специализированной организации заключается в том, что они не выдают расчетные параметры, а анализируют вероятности. Круг замкнулся?! Но, т.к. указанные радиусы (диаметры) носят вероятностный характер, далее выясняется что максимально возможный радиус (15 м) носит реликтовый характер и определен по косвенным признакам, а максимально вероятный радиус (6 м) хоть и может проявиться при современном развитии процесса, однако условие его формирования обеспечивается только при повышении уровня грунтовых вод до критических значений. Т.е. при предусмотрении противофильтрационных мероприятий провалообразование на площадке предполагаемого строительства должно исключаться. Следовательно, с учетом противофильтрационных мероприятий, принятый проектировщиком расчетный диаметр карстовой воронки $d=6\text{м}$ является правильным значением. Но данный вывод устраивает специализированную организацию только в завуалированном виде. Стороны сходятся на формулировке отсылающей (при выполнении выше оговоренных моментов) руководствоваться пунктами 6.8, 6.9 [1], которые и назначают расчетный диаметр карстового провала $d=6\text{м}$.

По поднятым вопросам можно дискутировать и спорить, как читать (т.е. понимать) каждую формулировку нормативных документов. В статье не ставилась цель опровергать или корректировать эти формулировки. Каждая из них, безусловно, является правильной, но терминология и систематизация пока не на высоком уровне.

ВЫВОДЫ

1. Из-за несоответствия современных нормативных документов в первую очередь страдают дружественные отношения между всеми сторонами договора на проектирование, т.к. после подписания договора приходится дополнительно выяснять кому и что выполнять, а Заказчику дополнительно вносить неучтенные статьи расходов.
2. Путаница формулировок в большом количестве "равнозначных" национальных нормативных документов приводит к необходимости приведения их в строгое соответствие. Новые стандарты должны разрабатываться не только отраслевыми и научно-исследовательскими институтами, но и при поддержке большого количества внешних добровольных экспертов, а корректироваться и выпускаться под эгидой единой организации, причем не в дополнение, а взамен уже существующих.
3. В случае проведения инженерно геологических изысканий на территории с проявлением карстово-суффозионных процессов, необходимо до начала проектирования силами инженерно-геологической или другой (независимой) организацией производится анализ выполненных инженерно-геологических изысканий, гидрогеологических и геофизических исследований с уточнением категории карстообразования и назначением расчетного диаметра карстового провала.
4. Инженерно-геологические изыскания для районов с развитием карстово-суффозионных процессов следует выполнять в объеме порядка 80-90% (от общего объема) для стадии «проектная документация», оставляя около 10-20% для стадии «рабочая документация», которая должна проводиться после детального анализа инженерно-геологических и гидрогеологических условий и (или) после проведения инженерно-геологических мероприятий по закреплению грунта. Новые скважины следует размещать в местах выявленных «аномалий», таких как: локальные понижения кровли грунтовых отложений и/или уровня грунтовых вод; неоднородности строения геологического разреза и т.п.

ЛИТЕРАТУРА

1. 1984. *Инструкция по проектированию зданий и сооружений в районах г. Москвы с проявлением карстово-суффозионных процессов*. М..
2. 1985. *Рекомендации по проектированию фундаментов на закарстованных территориях*. М.: НИИОСП им. Н.М. Герсванова Госстроя СССР.
3. 1996. *СНиП 11-02-96. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения*. М.: Минстрой России.
4. 2001. *СП 11-105-97 Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть II*. М.: Госстрой России.
5. 2002. *Рекомендации по оценке геологического риска на территории г.Москвы*. М.: Правительство Москвы, Москомархитектура.
6. 2004. *Инструкция по инженерно-геологическим и геоэкологическим изысканиям в г.Москве*. М.: Правительство Москвы, Москомархитектура.
7. 2005. *СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений*. М.: Госстрой России.
8. Осипов В.И., Медведев О.П. 1997. *Москва Геология и город*. М.: АО «Московские учебники и Картолитография», 400с.
9. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З. 2008. Напряженно-деформированное состояние массивов грунтов под воздействием гидрогеологических факторов. *Научно-технический журнал Вестник МГСУ*, №2, с. 150-157.
10. Шешеня Н. 2009. Особенности инженерных изысканий для подземного строительства в Москве. *Всероссийский научно-аналитический журнал Инженерные изыскания*, февраль №2, с. 32-36.

Специфические грунты и связанные с ними аварийные деформации зданий и сооружений на территории Кавказских Минеральных Вод

Б.Ф. Галай, Д.М. Стешенко, Р.С. Кузнецов

Северо-Кавказский государственный технический университет, Ставрополь, Россия

Б.Б. Галай

ООО «Инвестиэыскание», Ставрополь, Россия

АННОТАЦИЯ: На территории особо охраняемого эколого-курортного региона России (КМВ) распространены просадочные лессовые грунты, засоленные мергелистые глины, выветрелые глинистые песчаники и другие специфические грунты различного происхождения. Недостаточная изученность и недооценка их специфических свойств привели к деформациям многих зданий и сооружений, в том числе памятников архитектуры федерального значения. В связи с высокой сейсмичностью региона КМВ (до 9 баллов) и разработкой новых генеральных планов городов этим грунтам следует уделить особое внимание при выборе фундаментов для нового строительства и реконструкции существующей застройки.

Кавказские Минеральные Воды (КМВ) являются уникальным курортным комплексом России, природно-климатические условия которого по многим параметрам превосходят аналогичные характеристики других регионов нашей страны. В 1992 году Указом Президента РФ был создан особо охраняемый эколого-курортный регион РФ – Кавказские Минеральные Воды, руководитель которого назначается Президентом РФ. Постановлением Правительства РФ № 14 от 17.01.2006 года Кисловодск, Пятигорск и Железноводск отнесены к историческим городам России.

Территория КМВ имеет площадь 5,8 тыс. кв. км, включает 11 муниципальных образований, из них 4 города-курорта, 132 санатория, более 40 туристических гостиниц и отелей, 34 завода по розливу минеральной воды, более 100 источников минеральной воды 13 различных типов, использует целебную грязь уникального Тамбуканского озера.

В Европейской части России территория КМВ характеризуется не только максимальной сейсмичностью (до 9 баллов), но и широким распространением специфических грунтов. Здесь на сравнительно небольшой площади распространены лессы и лессовидные суглинки I и II типа просадочности (по СНиП 2.02.01–83*), пылеватые просадочные пески, неводостойкие глинистые песчаники, загипсованные мергелистые глины и раз-

личные оползневые генерации.

Федеральный норматив СП 11-105-97, часть III к специфическим относит «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». Рассмотренные в этом нормативе просадочные, набухающие, засоленные, элювиальные и техногенные грунты в разных соотношениях распространены в городах КМВ.

На территории Кисловодска 90 % площади занимают два типа специфических грунтов: просадочные лессовые грунты и выветрелые глинистые песчаники.

Пылеватые пески, лессы и лессовидные суглинки I и II типа грунтовых условий занимают почти половину площади Кисловодска. Их мощность достигает 20 м. Техногенное замачивание этих грунтов привело к аварийным деформациям жилых домов, курортных зданий и памятников архитектуры федерального значения.

Дача Ф.И. Шалапина, построенная в 1902 году, является федеральным памятником архитектуры (рис. 1).

Здание двухэтажное, деревянное, выполнено из брусьев толщиной 8 см, имеет подвал, возведено на высоком (1,5 м) цоколе.



Рис. 1. Дача Ф.И. Шаляпина в г. Кисловодске (общий вид и трещины в стенах)

Фундаменты бутовые из крепкого песчаника на известково-песчаном растворе. Дом состоит из 9-ти комнат, оформлен в стиле «модерн» с высокой крышей и башенкой, отделан архитектурными деталями. Потолки комнат расписаны фресками Константина Коровина, одна из комнат имеет камин, выложенный по проекту Николая Рериха.

Первые деформации здания были обнаружены в 1983 году, их причину объяснили воздействием корней ели, посаженной Ф.И. Шаляпиным. Ель с корнями вырвали. Изыскатели оценили «состояние фундаментов удовлетворительным, трещинных и осадочных деформаций не обнаружили. Расчетное сопротивление грунта $R=3,0 \text{ кгс/см}^2$ ». В 1995 году деформации приобрели ускоренный и незатухающий характер. В несущих стенах появились трещины с раскрытием до 5 мм. Произошел отрыв на 10 мм перекрытия цокольного этажа от стены здания. В подвале просел кафельный пол на 15-20 см. Одновременно сместилась подпорная стенка,

поддерживающая здание с южной стороны. Стенку разобрали и переложили. Но это не остановило деформаций здания и стенки.

Наши исследования, выполненные по заданию министерства культуры края, показали, что причиной деформаций этого сравнительно легкого здания явилось замачивание просадочных суглинков с нагорной части площадки. В качестве противодеформационных мероприятий было предложено: 1) выполнить вертикальную противофильтрационную завесу на глубину 5 м из сплошного ряда грунтовых свай для защиты просадочных грунтов от потока подземных вод, идущих с нагорной части склона; 2) укрепить фундаменты поясом-обоймой с буронабивными сваями, заглубленными в прочный песчаник. Краевая экспертиза отказалась от этих мероприятий и утвердила проект реставрации федерального памятника архитектуры без усиления грунтов и фундаментов.

Дореволюционные малоэтажные здания Кисловодска (Главные нарзанные ванны, Нарзанная галерея и др.) имеют трещины, связанные не с физическим износом строительных конструкций, а с потерей прочности грунтов основания (рис. 2).

Отсутствие качественной отмостки по периметру зданий приводит к замачиванию структурно-неустойчивых грунтов в основании их фундаментов и образованию трещин в стенах.

Главное здание Расчетно-кассового центра Центрального банка РФ по ул. Куйбышева, 78 было построено на просадочных грунтах мощностью до 12 м. Их замачивание привело к образованию в стенах здания сквозных трещин с раскрытием до 25 мм. На исправление деформаций ЦБ РФ потратил значительные средства.

Общежитие ЦБ РФ дореволюционной постройки по ул. Мира, 10 нормально эксплуатировалось до 1996 года, а затем испытало аварийные деформации после замачивания просадочных пылеватых песков небольшой мощности. Здесь ограничились усилением фундаментов и несущих конструкций здания.

Дом по ул. Еськова, 8, построенный в 1900 году, после замачивания просадочных грунтов стал аварийным. Основание дома укрепили буронабивными грунтовыми сваями.

В 5-тиэтажном доме по ул. Цандера, 8 сразу после заселения жильцов образовались

трещины шириной до 7 см. Просадочные суглинки безуспешно попытались закрепить силикатизацией, а затем укрепили грунтовыми сваями по нашему проекту.



Рис. 2. Главные нарзанные ванны в г. Кисловодске (вверху) с указанием ее архитектора и трещинами в стенах (внизу)

5-тиэтажный дом по ул. Куйбышева, 57 стал аварийным после порыва тупикового водопровода. Просадочные грунты основания дома закрепили грунтовыми сваями.

Для спасения аварийного здания СТО автомобилей, построенного на просадочных пылеватых песках, выполнили водозащитные и конструктивные мероприятия.

Учебный корпус СевКавГТУ по ул. У. Алиева, 91, построенный в 1984 году на просадочных суглинках, в 2001 году испытал предаварийные незатухающие деформации. В несущих конструкциях появились трещины, угрожающие обрушением плит перекрытий. Для спасения здания был выполнен большой комплекс дорогостоящих мероприятий.

Глинистые неводостойкие выветрелые песчаники, как и лессовые грунты, занимают около 50 % площади Кисловодска. Изыскатели и проектировщики эти песчаники считают надежным основанием для ленточных и свайных фундаментов и очень удивляются деформациям зданий, построенных на этих «полускальных» грунтах. В капитальном здании гостиницы «Кавказ», построенном на ленточных фундаментах, появились трещины за счет суффозионного ослабления структурных (глинистых) связей песчаников потоком грунтовых вод, идущих с нагорной части площадки. Еще большее удивление вызвали деформации жилых домов, построенных на забивных сваях, опирающихся на глинистые песчаники, которые считались надежным несущим слоем для свай-стоек.

Причина недостоверной оценки свойств этих специфических полускальных грунтов кроется в том, что при проходке их с промывкой скважин удаляются (размываются) более слабые глинистые слои, а отбор проб керна происходит только из прочных сementированных прослоев. Кроме того, изыскатели не учитывают суффозионную потерю прочности их структурных связей при интенсивном движении потока грунтовых вод по трещинам тектонического и экзогенного происхождения.

В г. Ессентуки двадцатилетний архитектор Е.Ф. Шреттер в 1911 году запроектировал крупнейшую в Европе грязелечебницу. Монументальный дворец возвели из местного камня и кисловодского доломита по типу римских бань-терм, в тяжелых формах римской классики III-IV веков нашей эры. Сейчас в стенах здания появились миллиметровые трещины, связанные с осадкой ленточных фундаментов, опирающихся на лессовидные суглинки.

В г. Пятигорске современное здание Академии Госслужбы, построенное на просадочных грунтах, испытало аварийные деформации с раскрытием сквозных трещин до

40 мм. Здесь просадочные лессы были укреплены буронабивными сваями, а здание надстроили третьим этажом. После этих мероприятий здание благополучно выдержало катастрофическое наводнение 2002 года.

В г. Минеральные Воды набухание глинистых грунтов привело к деформациям колонн, облицованных мрамором, плавательного бассейна общества «Локомотив» (рис. 3).



Рис. 3. Плавательный бассейн в г. Минеральные Воды (общий вид и трещины в колоннах)

В г. Железноводске в 1994 году произошли массовые деформации жилых домов, зданий городской больницы, общежития строителей и детского сада (Галай Б.Ф., Столяров В.Г., Галай Б.Б., Стешенко Д.М., Аль-Асси Мунзер Азми, 2005). Севкавгипроводхоз (г. Пятигорск) выполнил изыскания и разработал проект противооползневых мероприятий стоимостью 200 млн. рублей (в нынешних ценах). Проект утвердила краевая экспертиза. Из 12-этажного дома ФСБ и 6-этажного общежития строителей выселили 1200 жильцов.

По просьбе представителя Президента

РФ на КМВ для выяснения причины деформаций была создана правительственная комиссия Минстроя РФ с участием специалистов ПНИИС (председатель комиссии, д.г.-м.н., проф. Тихвинский И.О.) и ЦНИИСК (к.т.н. Минаков С.А.). Вопреки мнению Севкавгипроводхоза и краевой экспертизы, авторитетная комиссия пришла к выводу, что «предположение о наличии современных оползневых деформаций является неубедительным ввиду: 1) неясности положения и невыраженности в рельефе верхней и боковых границ гипотетического оползня; 2) пологого положения предполагаемой поверхности скольжения, углы наклона которой противоречат более высоким значениям угла внутреннего трения грунтов; 3) отсутствия характерных оползневых деформаций на поверхности грунта за пределами оползневого уступа». Комиссия предположила, что «Возможной причиной деформаций являются неравномерные осадки неоднородных грунтов в основании зданий, связанные с уменьшением их несущей способности при воздействии фильтрующихся атмосферных и техногенных вод». Наши исследования, выполненные по поручению губернатора края, обнаружили в 12-метровой толще крепких мергелистых глин много гипсовых слоев толщиной 1-2 см. В сплошном керне до глубины 12 м суммарная толщина гипса составляет около 1,2 м, т.е. 10 % от массы породы. Атмосферные и техногенные воды, легко проникающие в трещиноватую мергелистую толщу, приступили к растворению гипсовых слоев и вызвали неравномерные деформации зданий. В Главгосэкспертизе РФ обратили внимание на опасность проекта Севкавгипроводхоза, реализация которого при строительстве подпорной стенки на буронабивных сваях могла привести к подъему грунтовых вод, полному растворению гипса и катастрофическим деформациям зданий. Теоретически при полном растворении гипса суффозионная просадка загипсованных глин могла составить 1,2 м.

Разработанный по заданию Правительства края наш проект предусматривал устройство по периметру 12-этажного дома вертикальной противофильтрационной завесы из плотного ряда буронабивных глиняных свай и водозащитных мероприятий в подвале дома. Проект стоимостью в 70 раз ниже проекта Севкавгипроводхоза утвердила

Главгосэкспертиза РФ. 12-этажный дом был повторно заселен, а 6-этажное общежитие строителей подверглось ограблению и до сих пор напоминает об ошибочном заключении краевой экспертизы.

Специфика местных грунтов пока не в полной мере учитывается при разработке новых генеральных планов и проектов районной застройки в городах КМВ. Генпланы предусматривают не только строительство новых зданий, но и реконструкцию старой застройки, что является более сложной задачей для изыскателей и проектировщиков, которым приходится учитывать кроме специфики грунтов высокую сейсмичность территории КМВ.

Карта СМР (1983) Кисловодска на 70 % территории рекомендовала принимать сейсмичность 7 баллов, в городе не было площадок с сейсмичностью 9 баллов. С учетом специфических грунтов сейсмичность на 90 % площади Кисловодска пришлось повысить до 9 баллов и отказаться от карты СМР. Такая же проблема возникла в других городах КМВ.

Благодаря исследованиям головных институтов ПНИИИС и НИИОСП создана надежная нормативно-методическая база для изучения лессовых оснований. Но в условиях плотной городской застройки с большими перепадами рельефа, характерными для городов КМВ, невозможно провести предстроительное замачивание котлованов для определения типа просадочности и устранения просадочности II типа. По этим же причинам исключаются уплотнение просадочных грунтов тяжелыми трамбовками и забивка свай вблизи зданий. Бурунабивные сваи и фундаменты мелкого заложения приходится опирать на специфические слабо изученные грунты.

Инженерно-геологическая оценка прочностных, деформационных и фильтрационных свойств специфических грунтов с учетом высокой сейсмичности городов КМВ невозможна без участия головных институтов ПНИИИС и НИИ оснований им. Н.М. Герсегованова. Для объяснения природы структурных связей этих грунтов следует использовать методы, разработанные в МГУ (академик В.И. Осипов, проф. В.Н. Соколов и др.).

ЛИТЕРАТУРА

- Галай, Б.Ф., Столяров, В.Г., Галай, Б.Б., Стешенко, Д.М., Аль-Асси Мунзер Азми 2005. Специфические грунты и связанные с ними аварийные деформации зданий в Ставропольском крае, *Взаимодействие сооружений и оснований: методы расчета и инженерная практика*. Санкт-Петербург-Москва: АСВ.
- Кузнецов, Р.С. 2009. Инженерно-геологическое обоснование градостроительной деятельности на территории г. Кисловодска. Автореф. канд. дисс., МГУ.

Опыт устройства и эксплуатации системы наблюдения за плитно-свайным фундаментом на карстоопасной площадке

Б.В. Гончаров

Уфимский государственный нефтяной технический университет, Уфа, Россия

В.Ф.Ковалев

Институт БашНИИстрой, Уфа, Россия

АННОТАЦИЯ: Излагаются результаты устройства системы контроля за свайным основанием плитного фундамента на карстоопасной площадке с использованием контрольно-измерительных свай со специальными датчиками, а также результаты длительных наблюдений за их показаниями. Описана методика обоснования схемы размещения контрольных свай и ее вероятностная оценка.

1. ВВЕДЕНИЕ

В практике фундаментостроения в России особое внимание уделяется геомониторингу как комплексной системе наблюдений за изменением напряженно-деформированного состояния грунтового массива под фундаментом, состоянием строящегося здания и окружающих сооружений с целью повышения безопасности строительства в сложных инженерно-геологических условиях [1,2]. Развиваются и методы карстологического мониторинга, позволяющего снизить затраты на устройство противокарстовой защиты и повысить безопасность [3,4].

Ниже излагается опыт устройства и эксплуатации системы наблюдений за свайным основанием плитных фундаментов «пиковой котельной», строящейся Уфимской ТЭЦ-5.

2. СИСТЕМА КОНТРОЛЯ ЗА СДВИЖКОЙ ГРУНТА В МАССИВЕ

Покровная толща площадки представлена суглинками и глинами от текучепластичной до полутвердой консистенций мощностью слоя 25...40 м, подстилаемыми породами пермского возраста. Последние, в свою очередь, подразделяются на два яруса: уфимский, слагаемый из чишминского и соликамского горизонтов общей мощностью 50...70 м, и кунгурский, представленный

гипсами. Весь участок «пиковой котельной», согласно классификаций карста Башкирии, находится в пределах карбонатно-сульфатного карста, покрытого и закрытого его подклассов. В пределах участка установлены три водоносных горизонта: первый на глубине 2,5...4 м, второй приурочен к трещиноватым кавернозным прослоям, в основном, соликамского горизонта, третий находится в гипсах кунгурского яруса. Карстующимися породами являются известняки и мергели уфимского яруса и гипсы кунгурского. Геологический разрез площадки представлен на рис. 1. По данным зондирования территории, выполненного АП «ЗапУралТИСИЗ», среднеквадратичные значения диаметра карстовых провалов составляют $6,0 \pm 0,4$ м.

Проект системы наблюдений на плитном фундаменте разработал АО «Гидроспецпроект», наладку системы и наблюдения осуществил институт БашНИИстрой, а численное моделирование и вероятностная оценка были выполнены кафедрой «Технология строительного производства и фундаменты» УГНТУ. Фундамент представляет собой комплекс из пяти плит на свайном основании. Использованы сваи сечением 30х30 см, длиной 12 и 10 м. Размеры основных четырех плит в плане 38х18,5 м, толщина 1,2 м. Расположение датчиков на плите, принятое в проекте показана на рис. 2а. Наблюдательная система оснащена датчиками ПСАС

(преобразователь силы арматурный струнный), которые должны контролировать появление растягивающих усилий в контрольно-измерительных сваях при сдвиге массива грунта в результате карстовых проявлений.

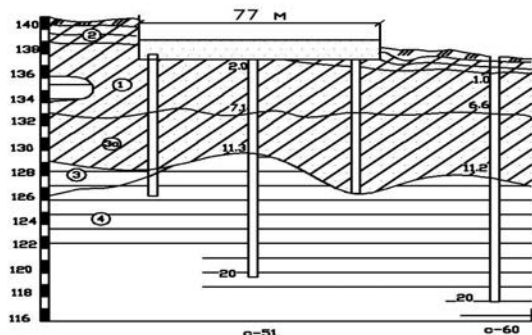


Рис. 1. Инженерно-геологический разрез площадки: 1-суглинки и глины мягкопластичные; 2-тугопластичные; 3-тугопластичные общесыртвые; 3а-мягкопластичные общесыртвые; 4-глины тугопластичные неогеновые

Принцип действия датчика основан на зависимости собственной частоты колебаний струнного резонатора от усилия натяжения струны. Эти датчики устанавливались в голове свай, а рабочей арматурный стержень заделывался в свае и плите (рис. 2б).

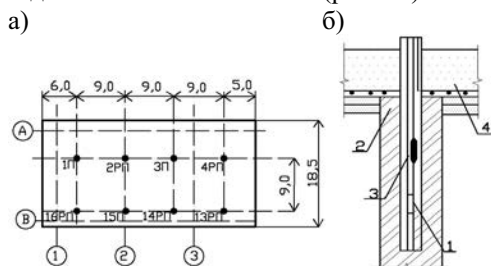


Рис. 2. Схема размещения датчиков в плите (а); установка датчика ПСАС (б): 1-арматура; 2- сваи; 3-датчик ПСАС; 4-плита.

3. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

Фрагмент грунтового массива со сваями и плитным фундаментом моделировался с помощью конечноэлементной сетки с учетом различия слоев по физико-механическим свойствам. Сетка принята из прямоугольных призм с треугольным основанием. При расчетах использована программа «Раскос».

На первом этапе рассчитывались вертикальные напряжения в грунтовом массиве на

уровне острия свай. Расчеты выполнены при условии, что в заданном массиве с глубиной расчетной зоны 50 м от верхней отметки плиты отсутствует полость, и покрывная толща не получила деформаций сдвига грунта. Вертикальные напряжения принимались за базовые при отсутствии гравитационной сдвижки покровных пород при карстовых проявлениях в нижних пластах массива.

На втором этапе в массиве имитировалась полость диаметром 6 м на глубинах 47, 34 и 18 м. Рассчитывались вертикальные напряжения в массиве ниже уровня острия свай и сравнивались с напряжениями, возникающими в массиве при отсутствии полости. Расчеты, проведенные в случаях провала на глубинах 47 и 34 м, не дали существенных расхождений с картиной изолиний при отсутствии провала. Заметное изменение напряжений в сторону уменьшения в покрывной толще наблюдается при имитации провала на глубине 18 м. Таким образом, установлена критическая глубина провала, при которой начинается разгрузка свай основания.

На третьем этапе определялись продольные усилия в сваях в грунтовом массиве без провала в покрывной тоще и при имитации провала на глубине 18 м, при которой согласно предыдущим расчетам снижаются напряжения под острием свай, и они разгружаются.

На четвертом этапе рассчитывалась разница в продольных усилиях в свае при отсутствии провала в массиве грунта и при имитации провала. Она принималась за растягивающее усилие, возникающее от гравитационной сдвижки грунта. На рис. 3 приведен график возрастания суммарного растягивающего усилия с приращением длины свай. Свая №1 находится над центром полости, а № 2, 3, 4, 5 расположены в ряд с интервалом 1 м. Это растягивающее усилие при заделке головы сваи в фундаментную плиту реализуется в месте заделки. В нашем случае датчик ПСАС расположен близко к месту заделки и регистрирует практически максимальное усилие.

Результаты по оценке растягивающих усилий в сваях, находящихся на различных расстояниях от центра полости, представлены на рис. 4.

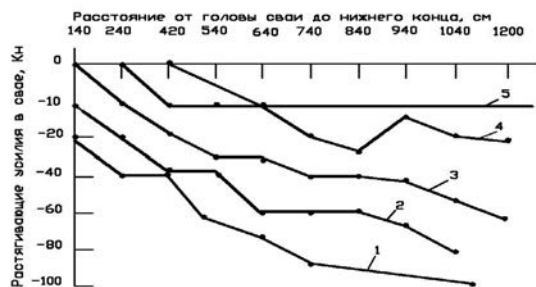


Рис. 3. Растягивающие усилия в сваях, расположенных на различных расстояниях от центра полости 1...5 – номера свай

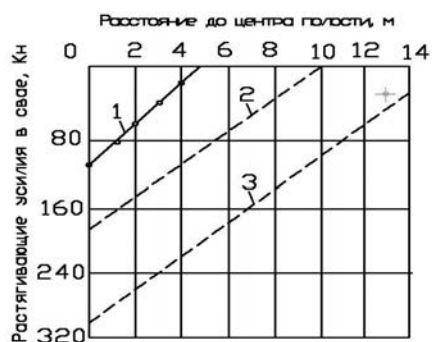


Рис. 4. Зависимость растягивающих усилий в сваях от степени разгрузки сваи, находящейся над центром полости

1 и 2 – сваи, разгруженные соответственно на 1/3 и 2/3 несущей способности; 3 – полная разгрузка

Экспериментальную зависимость для данных грунтовых условий и конструкции фундамента приближенно можно представить в виде

$$F = Ax - B$$

где F – растягивающие усилие, кН; A – эмпирический коэффициент, кН/м; x – расстояние до вертикальной оси, проходящей через центр полости, м; B – эмпирический коэффициент, кН.

Полученное уравнение описывает распределение растягивающих продольных усилий в сваях на разных расстояниях от контрольной сваи, находящихся под центром полости и в данном случае разгруженной на 1/3 своей несущей способности, при этом $A=20$ кН/м и $B=100$ кН. При степени разгрузки сваи 2/3 и при полной разгрузке коэффициент B принимался соответственно 200 и 300 кН.

Согласно техническим характеристикам

датчик ПСАС в контрольной свае при образовании полости в его зоне должен регистрировать растягивающее усилие в свае не менее 20 кН, что примерно равняется десятикратной погрешности датчика. Установлено, что в контролируемой зоне датчик может обнаружить сваю, разгруженную на 1/3 несущей способности на расстоянии 4 м. Таким образом, в данном случае радиус информации $r = 4$ м.

Принято, что до полной разгрузки сваи сохраняется контакт массива грунта со свайей, и распределение растягивающих усилий в сваях при различных степенях разгрузки будет описываться линейными уравнениями с постоянным угловым коэффициентом, определенным по результатам численного эксперимента. Из рис. 4 видно, что при полной разгрузке сваи радиус r возрастает до 14 м, а при разгрузке на 2/3 – до 9 м.

Результаты моделирования совместной работы грунтового массива со сваями и плитой, позволили принять новую схему размещения датчиков (рис. 5).

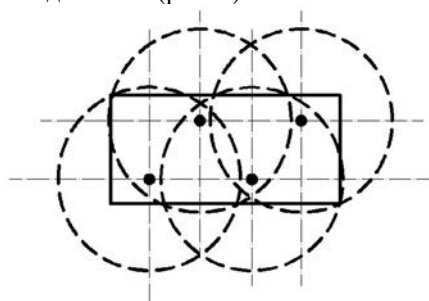


Рис. 5. Зоны чувствительности датчиков при полной разгрузке одной из свай.

Вероятностная оценка этих случаев может быть выражена отношением площади плиты к площади, перекрываемой зонами чувствительности. При разгрузке одной сваи на 1/3, 2/3 и полной радиус информации r соответственно равен 4, 9, 14 м, а вероятность попадания в зону чувствительности составляет 0,28; 0,95; $\approx 1,0$.

Таким образом, предлагается контрольная система из четырех датчиков ПСАС для плит с высокой степенью вероятности $p=0,95$ обеспечивающая прослеживание по всей площади плиты появление свай, разгруженных на 2/3 несущей способности, но не потерявших контакта с плитой, что гарантирует на этой стадии отсутствие провала

участка массива вместе со сваями. Критическое состояние полной разгрузки сваи перед провалом регистрируется системой с вероятностью $p=1$.

4. РЕЗУЛЬТАТЫ НАБЛЮДЕНИЙ

Работы по организации наблюдений проводились в следующей последовательности: подготовка, настройка и тарировка датчиков ПСАС; бурение скважин в теле свай через кондукторы, имеющиеся в плите, и установка в них датчиков; заливка скважин цементным раствором, закрепляющим датчик в свае и плите; снятие первичных показаний датчиков; периодические снятия показаний датчиков.

Для установления базового отчета каждого датчика после его установки и заливки скважин цементным раствором снимались их показания в период твердения раствора. Наблюдения показали, что вследствие усадки раствора при твердении происходят некоторые изменения показаний. Усилия регистрируемых датчиков возрастают до 2 кН, и их рост заканчивается через 25...28 суток, что примерно соответствует срокам схватывания раствора. Первоначальные показания датчиков, полученные в конце этого периода, приняты за начало отсчета.

Показания датчиков снимались периодически ПЦП-1. При этом проводилось пятикратное переключение прибора, до тех пор пока показания датчика не будут отличаться более чем на три единицы. Периодичность снятия показаний намечалось с интервалом в один месяц. Однако в связи с удлинившимися сроками и нарушениями графика сооружения котельной намеченную ритмичность выполнить удалось только частично. В качестве примера на рис. 6 представлен график изменения усилий в свае за длительный период наблюдения на примере одного из установленных датчиков.

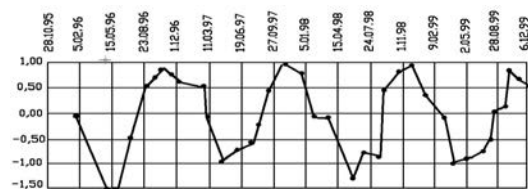


Рис. 6. График изменения усилия в контрольной свае.

5. ВЫВОДЫ

1. Следует отметить стабильную работу большинства датчиков в течении всего периода наблюдений, при этом их показания находились в пределах рабочего диапазона измерений.

2. Усилия в сваях, регистрируемые датчиками ПСАС за весь период наблюдений, изменялись циклично в зависимости от времени года, что можно объяснить сезонными температурами и влажностными факторами.

3. Не обнаружено возрастания растягивающих усилий в сваях, что свидетельствует об отсутствии сдвижки грунта в пределах критической глубины провала.

4. Разработанная и использованная схема расположения датчиков позволила сократить число контрольных свай в два раза.

6. ЛИТЕРАТУРА

- Ильичев В.А., Коновалов П.А., Никифорова Н.С. Геомониторинг- инструмент для обеспечения безопасности исторических памятников при их реконструкции // Основания, фундаменты и механика грунтов.-1999.-№5.-С.3-4.
- Коновалов П.А. Геомониторинг – гарантия безаварийного строительства // Основания, фундаменты и механика грунтов.-1999.-№5.-С.2-3.
- Толмачев В.В., Иконников Л.Б., Леоненко М.В. Опыт проведения карстологического мониторинга в г. Дзержинске Нижегородской области // Основания, фундаменты и механика грунтов.-1999.-№5.-С.25-27.
- Мулюков Э.И. О карстовом процессе в строительном освоении закарстованных территорий (на примере Башкирии) // Основания, фундаменты и механика грунтов.-1998.-№1.-С.16-19.

Расчет фундаментов заглубленных зданий над карстовой полостью

Н.З.Готман, М.З.Каюмов

ГУП институт «БашНИИСтрой», г. Уфа, Россия

Ю.А.Готман

ООО «Подземпроект», г.Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: При расчете карстозащитных конструкций зданий на возможные карстовые деформации основными исходными данными являются размеры карстовых деформаций. Какие же размеры карстовых деформаций можно ожидать на отметках подошвы заглубленного здания? Очевидно, в этом случае данные статистико-вероятностного анализа наблюдаемых карстовых деформаций на поверхности не могут быть использованы. В статье излагается методология расчета карстозащитных фундаментов зданий с развитой подземной частью, основанная на принципиально новом подходе к оценке расчетных параметров карстовых деформаций. Приводятся данные численных и натурных исследований для условий карстующихся грунтов, перекрываемых глинистыми грунтами.

Проектирование зданий с развитой подземной частью (например с заглублением до 15-20 м) на закарстованных территориях должно выполняться с комплексом противокарстовых мероприятий, обеспечивающих безаварийную эксплуатацию зданий в условиях образования карстовых деформаций. Одним из таких мероприятий является проектирование конструкций подземной части, воспринимающих дополнительные усилия, возникающие при образовании карстовых деформаций. В этом случае определяющими исходными данными расчета являются возможные размеры карстовых деформаций.

Обычно эти размеры задаются геологами, или геотехниками, в виде возможного карстового провала (или просадки) под подошвой фундамента. Если рассматривать здание с развитой подземной частью, подошва которого (при условии заглубления, например 15-20 м) может быть в непосредственной близости от кровли карстующихся слоев грунта (гипсов, или известняков, залегающих на глубине до 50-ти м), то очевидно, что устоявшиеся принципы определения карстовых деформаций в виде провалов и просадок неприемлемы и опасны. В этом случае наиболее корректно и безопасно строить методику проектирования с учетом следующих основных требований:

- не допускается прогрессирующее разрушение свода полости, образующейся в

карстующихся грунтах, что происходит при достижении ширины полости критических размеров;

- если время, за которое полости в карстующихся грунтах достигают критических размеров, больше нормативного срока службы здания, проектирование карстозащитных конструкций подземной части допустимо, в противном случае необходимы мероприятия, исключающие воздействие карстовых процессов на здание, а именно прорезка карстующихся слоев сваями, или цементация всей закарстованной толщи грунта.

Таким образом, в качестве основного расчетного критерия карстовых деформаций при проектировании зданий и сооружений с развитой подземной частью на закарстованных территориях, может быть использована критическая ширина полости ($B_{кр}$) в карстующихся грунтах (рис.1).

Критический размер полости в научной литературе и в региональных нормах (Толмачев и др., 1986; ТСН 302-50-95. РБ, 1996) рекомендуют определять физическим моделированием на эквивалентных материалах. Такие модельные испытания достаточно трудоемки и должны обязательно выполняться для уникальных объектов.

Наиболее простым и доступным методом моделирования основания над карстовой полостью с целью определения критических размеров полости является математическое

моделирование. К преимуществам математического моделирования следует отнести возможность выполнения многовариантных расчетов с заданием различных вариаций исходных данных для установления закономерностей и связей исследуемых параметров. Наиболее сложными вопросами при выполнении численных исследований оснований над карстовыми полостями путем математического моделирования является выбор модели грунта и разработка такой методики расчета, которая могла бы адекватно отразить начало прогрессирующего обрушения грунта при росте карстовой полости до критических размеров.

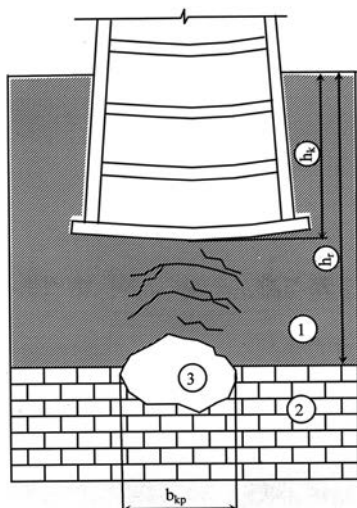


Рис. 1. Карстовая полость под заглубленным зданием:

1 – глинистые грунты; 2 – гипсы; 3 – карстовая полость; h_k – заглубление котлована; h_r – расстояние от дневной поверхности до кровли гипсов; b_{kp} – критическая ширина полости.

1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИТИЧЕСКОЙ ШИРИНЫ ПОЛОСТИ

1.1. Анализ результатов натурных экспериментальных исследований

Из результатов исследований российских и зарубежных ученых, обобщенных в монографии В.В.Толмачева, Троицкого (Толмачев и др., 1986), следует, что разрушение грунта покрывной толщи над карстовой полостью не всегда ведет к образованию карстового провала на поверхности, т. е. может произойти несколько внутренних вывалов в карстовую полость перед образованием карстовой воронки на поверхности

(рис. 2). Поэтому можно сделать предположение о том, что локальная потеря устойчивости грунтового массива (в области карстовой полости или по ее краям) не всегда влечет за собой общую потерю устойчивости и начало прогрессирующего разрушения.

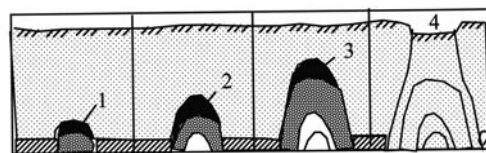


Рис. 2. Последовательное развитие процессов гравитационного обрушения горных пород над постепенно растущим ослабленным пространством: 1, 2, 3 – внутренние вывалы; 4 – провал

Такое предположение помогает избежать ложной тревоги (потери устойчивости) в численных расчетах карстовых полостей и позволяет проводить расчет методом поэтапного образования полости и роста ее размеров.

Результаты лабораторного физического моделирования этого процесса свидетельствуют о том, что по мере роста ослабленного пространства в основании пород, обладающих достаточной мощностью, обрушение не происходит, кровля полости держится плоско или незначительно прогибается. Это продолжается до тех пор, пока ослабленное пространство не достигнет ширины, приводящей к нарушению равновесия свода. На рис. 3 представлена схема разрушения свода над полостью в карстующихся гипсах, перекрываемых глинистыми грунтами полученная при моделировании процесса провалообразования на плоском стенде. На схеме показано, что в процессе разрушения свода полости под толщей глинистых покрывных грунтов происходит локальное разрушение, начинающееся у краев полости, приводящее к образованию зон локальной потери устойчивости и вывалам внутрь полости. При этом образуется свод арочной формы в глинистых грунтах.

1.2. Разработка процедуры математического моделирования для определения критической ширины полости

Математическое моделирование поэтапного образования полости и роста ее размеров выполняется с использованием конечноэлементной модели грунтового массива путем исключения ослабленных зон (зон локаль-

ной потери устойчивости) вокруг карстовой полости при постоянном контроле условий равновесия свода.

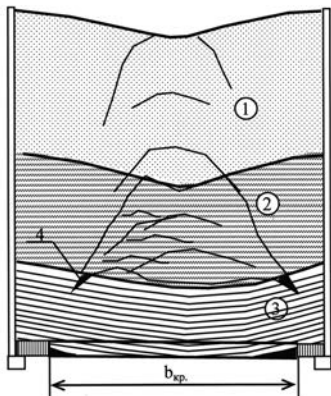


Рис.3. Схема разрушения свода над полостью, полученная на плоском стенде:
1 – песок мелкий влажный; 2,3 – эквивалентные суглинки; 4 – зона разуплотнения

Расчет конечноэлементной модели на том или ином этапе загрузки производится итерационным методом с нарастанием нагрузки 0 до 100%. Иными словами, нагрузка на каждом этапе расчета в процессе решения растёт, и, если она достигает 100% и разрушение грунтового массива по критерию прочности Мора Кулона не происходит (потери устойчивости), то расчет выполнен корректно и система находится в равновесии. Если расчет остановился при 70% величины нагрузки, значит происходит разрушение (потеря устойчивости) грунта и дальше расчет продолжаться не может, так как не выполняется условие равновесия системы. Однако это может свидетельствовать лишь о локальной потере устойчивости, что не приводит к прогрессирующему разрушению. Поэтому в процессе расчета определяются ослабленные зоны (зоны локальной потери устойчивости) над полостью, которые исключаются из расчета, при этом формируется форма устойчивого свода полости. Контроль равновесия системы выполняется при каждом новом положении свода до тех пор, пока очередное исключение ослабленных зон не приведет к полной потере устойчивости системы, характеризующей начало прогрессирующего разрушения. Для расчета систем, в которых могут иметь место большие деформации грунтового массива, например, как при карстовом провале, для большей точности и достовер-

ности результатов при расчете рекомендуется использование деформируемой сетки конечных элементов. Применение такой сетки значительно усложняет процесс расчета, но позволяет на каждой итерационной процедуре учесть изменение геометрических размеров конечноэлементной модели, особенно над карстовой полостью и избежать больших погрешностей при расчете, возникающих при недеформируемой конечноэлементной сетке. Это особенно важно при поэтапном расчете образования карстовой полости.

Таким образом, при моделировании карстовой полости и расчете критического размера полости наиболее важными аспектами являются следующие.

1. Использование в качестве разбиения на конечные элементы деформируемой конечноэлементной сетки.
2. Выполнение условия равновесия системы.
3. Исключение локальной потери устойчивости свода полости с целью максимального приближения к началу ее прогрессирующего разрушения.

Ниже рассмотрен пример расчета критического размера карстовой полости.

1.3. Математическое моделирование для определения критических размеров карстовой полости

Покрывная толща – глина со следующими физико-механическими характеристиками: $\rho=20 \text{ кН/м}^3$ – плотность; $E=25 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$ – модуль деформации; $\mu=0,35$ – коэффициент Пуассона; $\varphi=20^\circ$ – угол внутреннего трения; $c=30 \text{ кН/м}^2$ – удельное сцепление. Глубина карстующихся слоев составляет 25 м от поверхности земли. Расчет выполнялся в несколько этапов: этап 1 – задание начальных условий, т. е. формирование начального НДС грунтового массива; этап 2 – образование карстовой полости диаметром 3 м; этапы 3, 4 – увеличение карстовой полости с 3-х м до 4-х и 5-ти м.

В результате выполненного расчета установлено, что при расчете на 1-м, 2-м и 3-м этапах достигается равновесие системы. На 4-и этапе равновесие не было достигнуто. На рисунке 4, где проиллюстрированы результаты расчетов на 3-м этапе показана процедура исключения зон локальной потери устойчивости.

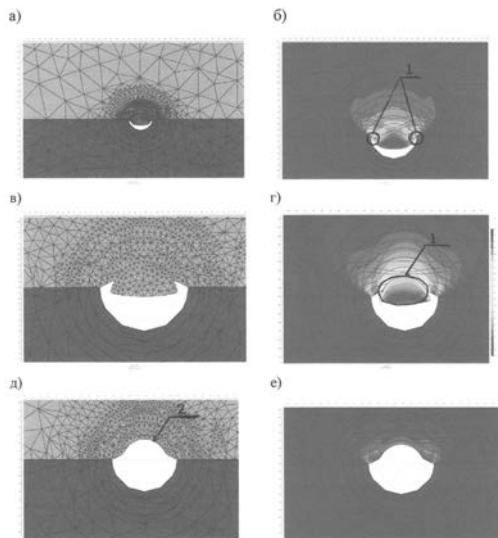


Рис. 4. Образование карстовой полости диаметром до 4-х м (3-ий расчетный этап): а, б - деформируемая схема образования полости диаметром 4 м и соответствующие ей сдвиговые деформации; в, г - деформированная схема с исключением ослабленных краевых зон и соответствующие ей сдвиговые деформации; д, е - деформированная схема с образованием внутреннего вывала и соответствующие ей сдвиговые деформации; 1 – зона локальной потери устойчивости; 2 – свод в равновесии.

На рисунке 5 показана последняя стадия 4-го этапа расчета, моделирующая попытку формирования устойчивого свода путем исключения зон локальной потери устойчивости. Однако исключение полученных ослабленных зон привело к возникновению новых и процесс разрушения принял необратимый характер.

Таким образом, на основе данного расчета можно сделать вывод, что критический диаметр карстового провала для данных инженерно-геологических условий можно принять равным 4 м.

В данном примере рассмотрен случай гравитационного обрушения, однако предложенная процедура моделирования может быть успешно использована для расчетов критической ширины полости под заглубленным сооружением с учетом давления от здания, передаваемого на основание.

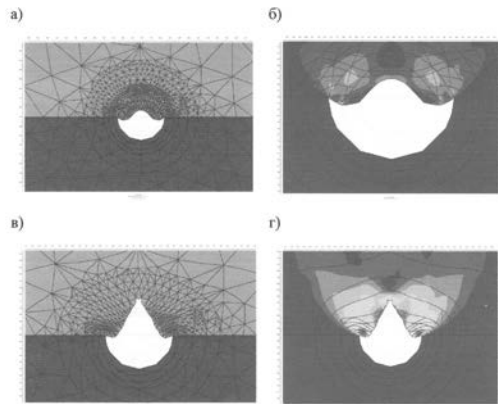


Рис. 5. Образование карстовой полости диаметром до 5-ти м (4-ый расчетный этап, последняя стадия): а, б - деформируемая схема образования полости диаметром 5 м и соответствующие ей сдвиговые деформации; в, г - деформированная схема с исключением ослабленных краевых зон и соответствующие ей сдвиговые деформации.

2. РАСЧЕТ КАРСТОЗАЩИТНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ЗАГЛУБЛЕННОГО ЗДАНИЯ

Расчет карстозащитных фундаментов зданий с заглубленной подземной частью в отсутствии каких-либо рекомендаций в нормативной литературе выполняется по аналогии с обычными зданиями. Однако, совершенно очевидно, что для зданий с заглубленной подземной частью, особенно для высотных зданий с нагрузками на основание более 70 т/м^2 , этот расчет должен выполняться с учетом глубины заглубления и нагрузки на основание.

С целью определения влияния заглубления здания на напряженно-деформированное состояние (НДС) основания фундамента при образовании карстовой полости в карстующихся грунтах было выполнено численное исследование НДС основания над карстовой полостью.

Напряженно-деформированное состояние основания определяется совокупностью факторов, а именно, величиной заглубления плиты, глубиной карстующихся пород, шириной карстовой полости в карстующихся грунтах, а также деформативными и прочностными характеристиками основания и величиной нагрузки. Поэтому представляется целесообразным рассмотрение вопроса выбора наиболее значимых факторов, варьи-

руемых в процессе численного исследования. С этой целью выполнен полный факторный эксперимент типа 2^к, где к – число изменяемых факторов. Основными изменяемыми факторами приняты (рис. 1): величина заглубления плиты (h_k); расстояние до кровли карстующихся грунтов (h_r); ширина полости (принимаемой равной $b_{кр}$); величина нагрузки. Параметром оптимизации является относительное увеличение деформации над карстовой полостью.

Расчеты выполнялись в программном комплексе Plaxis 3D Foundation. Расчетная схема модели включала в себя плиту и двухслойное основание: покрывную толщу (глина) и карстующуюся породу (гипс). Карстовая полость задавалась в гипсах, свод полости формировался в покрывной толще глинистых грунтов, ширина полости варьировалась от 3 до 10 м. Размеры плиты 32х32 м, заглубление плиты менялось от 5 до 15 м. Нагрузка по плите принималась 3,5 кг/см² и 7,0 кг/см². Рассматривались два типа грунтов покрывной толщи: I – глина с характеристиками $\gamma_{\text{прир.вл.}}=15,7$ кН/м³, $\gamma_{\text{водонас.}}=19,2$ кН/м³, $\phi=22^\circ$, $c=50$ кН/м², $E=28$ МПа; II – глина с характеристиками $\gamma_{\text{прир.вл.}}=15,7$ кН/м³, $\gamma_{\text{водонас.}}=19,2$ кН/м³, $\phi=15^\circ$, $c=30$ кН/м², $E=15$ МПа.

Гипсы в расчете приняты со следующими характеристиками: $\gamma=20$ кН/м³, $\phi=15^\circ$, $c=60$ кН/м², $E=100$ МПа. Расстояние до кровли гипсов (h_r) менялось от 20 до 40 м.

Анализ результатов и их сопоставление показал следующее. Наибольшую значимость, а следовательно, влияние на конечный результат расчета, имеет ширина карстовой полости ($b_{кр}$). Следующими по значимости являются глубина карстующихся пород (h_r) и заглубление здания (h_k). Последним по значимости фактором является нагрузка.

После проведения факторного анализа были проведены дополнительные расчеты, которые позволили уточнить связь относительного увеличения деформации от значимых факторов. По полученным данным построены графики зависимости относительного увеличения деформации над карстовой полостью $\Delta S/S$ от относительного заглубления здания h_k/h_r , изменения физико-механических характеристик грунта покрывной толщи, нагрузки на основание и ширины карстовой полости (рис. 6, 7).

Как видно из графиков на рис.6 и 7, существует устойчивая связь между относительным заглублением (h_k/h_r) и относительной карстовой деформацией ($\Delta S/S$). Для нахождения функциональной зависимости между этими параметрами была произведена аппроксимация полученных данных методом наименьших квадратов.

Наиболее точно данную зависимость описывает следующая функция:

$$\frac{\Delta S}{S} = (0,152 - 0,027 \cdot c) b_{кр}^2 \cdot \left(\frac{h_k}{h_r} \right)^2, \quad (1)$$

где S – деформация основания под плитой заглубленного здания (до образования карстовой полости); ΔS – дополнительная деформация при образовании карстовой полости критической ширины; h_k – заглубление плиты; h_r – расстояние до кровли карстующихся грунтов; c – удельное сцепление грунтов покрывной толщи, т/м²; $b_{кр}$ – критическая ширина карстовой полости в карстующихся грунтах.

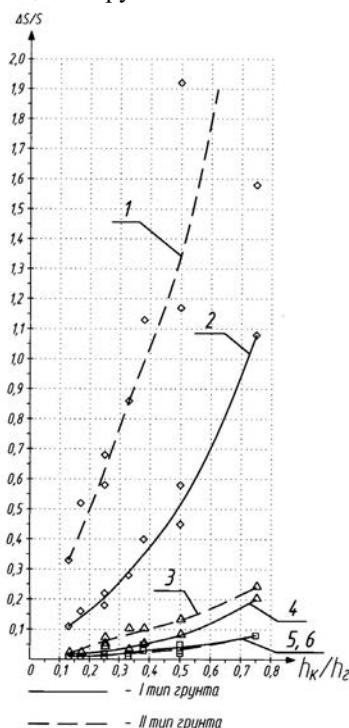


Рис. 6. Зависимость относительной карстовой деформации ($\Delta S/S$) от относительного заглубления здания (h_k/h_r). Нагрузка на основание 35 т/м² (I и II тип грунта): 1, 2 – ширина карстовой полости 10 м; 3, 4 – ширина карстовой полости 5 м; 5, 6 – ширина карстовой полости 3 м

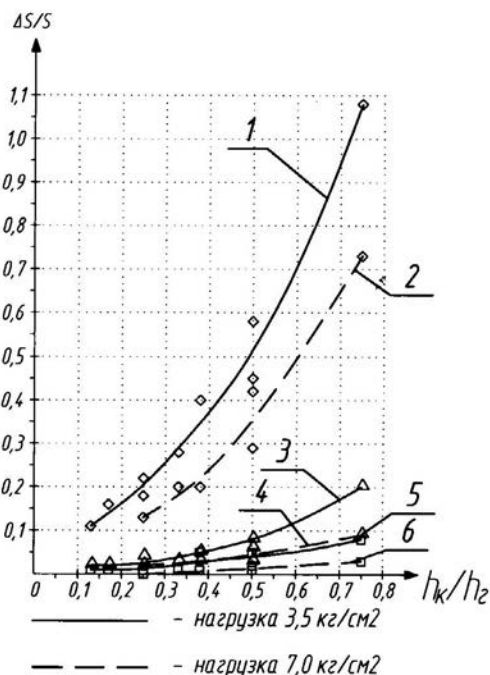


Рис. 7. Зависимость относительной карстовой деформации ($\Delta S/S$) от относительного заглубления здания (h_k/h_r). Нагрузка на основание 35 т/м², 70 т/м² (I тип грунта): 1, 2 - ширина карстовой полости 10 м; 3, 4 - ширина карстовой полости 5 м; 5, 6 - ширина карстовой полости 3 м

При проектировании фундаментов удобнее использовать не осадки основания, а коэффициент постели. Поэтому формула (1) была преобразована и получено решение для определения коэффициента постели основания над карстовой полостью.

Выразив в формуле (1) ΔS через S_x и S , где S_x – общая осадка основания под плитой после образования карстовой полости, и обозначив за X правую часть формулы (1), получено:

$$\frac{S_x - S}{S} = X \quad (2)$$

Коэффициент постели основания плиты (K) в условиях нормальной эксплуатации, при давлении P , принят равным

$$K = \frac{P}{S}, \quad (3)$$

а после образования карстовых деформаций (K_x) равным

$$K_x = \frac{P}{S_x} \quad (4)$$

При подстановке (3) и (4) в формулу (2) получена зависимость $K_x = f(K, c, b_{kp}, h_k/h_r)$

$$K_x = K \cdot \xi, \quad (5)$$

$$\xi = \frac{1}{X+1}; X = (0,152 - 0,027 \cdot c) b_{kp}^2 \cdot \left(\frac{h_k}{h_r} \right)^2 \quad (6)$$

Таким образом, при расчете карстозащитного фундамента здания с развитой подземной частью коэффициент постели основания рекомендовано принимать с учетом снижающего коэффициента ξ (формулы 5 и 6). При этом радиус зоны (R) снижения коэффициента относительно центра карстовой деформации предлагается определять по формуле

$$R = \frac{b_{kp}}{2} + (h_c - h_k) \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (5)$$

где φ – угол внутреннего трения грунта покрывной толщи.

3. ВЫВОДЫ

В результате выполненных исследований предложен метод проектирования заглубленных зданий на закарстованных территориях с учетом особенностей конструктивного решения здания и карстовой устойчивости основания, разработан метод определения критической ширины полости в карстующихся грунтах и предложен метод оценки деформативных характеристик основания, ослабленного карстовой полостью.

4. ЛИТЕРАТУРА

- Толмачев В. В., Троицкий Г. М., Хоменко В. П. 1986. *Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий*. Москва: Стройиздат.
- ТСН 302-50-95. РБ 1996. *Инструкция по изысканиям, проектированию, строительству и эксплуатации зданий и сооружений на закарстованных территориях*. Уфа: Госстрой РБ.

Учет уплотнения грунтов при расчете свайных фундаментов

В.И. Крутов, В.К. Когай

НИИОСП им. Н.М. Герсевича, г. Москва, Россия

В.С. Глухов

ПГУАС, г. Пенза, Россия

АННОТАЦИЯ: Приводятся предложения по учету уплотнения грунтов, возникающего при выполнении набивных в пробитых скважинах, забивных, задавливаемых свай, включающие определения: максимальной, средней плотности уплотненного грунта вокруг и под сваями; минимальных расстояний между ними; среднего значения плотности уплотненного грунта при принятых расстояниях между сваями; а также рекомендации по определению несущей способности свай и осадок фундаментов.

1. УЧЕТ УПЛОТНЕНИЯ ГРУНТОВ ПРИ РАСЧЕТЕ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

При строительстве на специфических грунтах характеризующихся низкой плотностью и влажностью, к которым относятся просадочные насыпные, пучинистые, элювиальные и другие, одним из путей повышения достоверности определения несущей способности набивных, забивных, задавливаемых свай и тем самым совершенствования действующих СНиП 2.02.03-85 [1] и СП 50-102-2003 [2] является учет уплотнения грунтов основания, возникающего при их выполнении. При пробивке скважин под набивные сваи, погружении забивных, задавливаемых и др. свай в результате принудительного отжатия (вытеснения) грунта в стороны и вниз вокруг свай образуются уплотненные зоны грунтов с повышенными значениями плотности, прочностных и деформационных характеристик).

К набивным сваям, как известно, относятся сваи выполняемые [2]:

- в пробитых скважинах трамбовками – пробивными снарядами массой 1,5-5т с использованием навесного оборудования на экскаваторы, краны и др. механизмы, станков ударно-канатного бурения и иногда раскатчиков, пневмопробойников;

- путем погружения инвентарных стальных труб, нижний конец которых закрыт

бетонной пробкой или оставляемым в грунте башмаком, с последующим извлечением этих труб по мере заполнения скважин бетонной смесью. Наиболее широко применяемые за рубежом из этих видов свай являются сваи Франки;

- виброштамповыванием в процессе пробивки скважин и заполнения их бетонной смесью уплотнением виброштампом в виде трубы с заострением нижним концом и закрепленным на ней вибропогружателем,

- в пробуренных скважинах с уплотнением окружающего вокруг них грунта по разрядно-импульсной технологии (буринъекционные сваи РИТ).

Анализ многочисленных исследований по изучению изменения плотности в грунтовом массиве при пробивке скважин под набивные грунтовые сваи [3], вытрамбованных котлованов под фундаменты [4] погружении забивных блоков [5] позволил установить, что:

- непосредственно на контакте по боковой поверхности сваи или фундамента плотность и степень влажности уплотненного грунта повышается до максимальных значений ($S_r \geq 0,9 - 0,95$), при которых практически все поры заполняются влагой и степень влажности приближается к единице;

- уплотнение, т.е. повышение плотности грунтов в стороны от рассматриваемых видов свай и фундаментов распространяется на ширину от их центров до $(2 - 2,5)d$ –

приведенного диаметра;

-ширина зоны достаточного уплотнения вокруг оси пробитой скважины или вытрамбованного котлована составляет обычно $(1,3 - 1,8)d$, в пределах которой степень влажности уплотненного грунта повышается не ниже чем до $S_r = 0,8$, т.е. до значения, которое по СП 50-102-2003 принимается за полное водонасыщение.

По-видимому аналогичные отмеченным выше основные положения могут быть установлены и по имеющимся результатам исследований плотности грунтов вокруг забивных свай.

Учет уплотнения грунтов вокруг свай наибольшее значение приобретает при выполнении их в хорошо уплотняющихся грунтах. К таким грунтам в большинстве случаев относятся лессовые просадочные, насыпные, а так же многие другие покровные глинистые грунты с показателем текучести $I_L = 0,00 - 0,5$, рыхлые и средней плотности песчаные за исключением водонасыщенных. При этом за показатель уплотняемости грунтов рекомендуется принять величину повышения их плотности ρ_d или удельного веса $\Delta\gamma_d$ в результате уплотнения, равную

$$\Delta\gamma_d = \gamma_{dmax} - \gamma_d, \quad (1)$$

где: γ_{dmax} – максимальное значение удельного веса в сухом состоянии уплотняемого грунта, вычисляемое по формуле

$$\gamma_{dmax} = \frac{S_{rw} \cdot \gamma_s \cdot \gamma_w}{S_{rw} \cdot \gamma_w + \omega \gamma_s}, \quad (2)$$

где: S_{rw} – максимальное значение степени влажности уплотненного грунта, принимаемое с учетом возможного защемления пузырьков воздуха равным для песчаных грунтов $S_{rw} = 0,98 - 0,95$, а глинистых $S_{rw} = 0,95 - 0,9$;

γ_s – удельный вес твердых частиц грунта;

γ_w – удельный вес воды, принимаемый равным $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$;

ω – природная влажность грунта.

Как видно из формулы (2) максимальная плотность уплотненного грунта γ_{dmax} зависит в основном от показателей влажности грунта ω и S_r , но так как степень влажности грунта в природном состоянии в основном опреде-

ляется его плотностью или коэффициентом пористости, то и показатель уплотняемости по формуле (1) будет зависеть, главным образом, от плотности и влажности уплотняемого грунта в его природном сложении.

Как следует из выражений (1) и (2), величина показателя уплотняемости грунта $\Delta\gamma_d$ по мере снижения плотности ρ_d и влажности грунта повышается. Однако влажность грунтов должна быть не меньше определенных пределов, чаще всего гигроскопической влажности, при которой возможно достаточное эффективное уплотнение грунтов.

При оценке уплотняемости грунтов необходимо также учитывать максимальное значение их плотности ρ'_{dmax} , получаемое по ГОСТ 22733-2002 [6] для грунта с нарушенной природной структурой при его оптимальной влажности ω_o . Это значение ρ'_{dmax} обычно используется при возведении земляных сооружений, устройстве искусственных оснований.

Следует отметить, что соотношение между ρ_{dmax} и ρ'_{dmax} весьма существенно зависит от плотности и влажности грунтов природного сложения. При высокой плотности или низкой влажности ρ_{dmax} оказывается больше ρ'_{dmax} , а при низкой плотности либо высокой влажности наоборот ρ'_{dmax} будет больше ρ_{dmax} .

С практической точки зрения наличие уплотненных зон грунтов вокруг рассматриваемых видов свай целесообразно учитывать при показателе уплотняемости $\Delta\gamma_d \geq 1 \text{ кН/м}^3$ или $\Delta\rho_d \geq 0,1 \text{ т/м}^3$. При этом следует исходить не из максимального значения удельного веса в сухом состоянии γ_{dmax} уплотненного околосвайного грунта, а из средней его величины γ_{dmid} , принимаемой равной при расстояниях между осями свай ℓ :

$$\ell \leq 3d \quad \gamma_{dmid} = (2\gamma_{dmax} + \gamma_d) / 3 \quad (3)$$

$$3d < \ell \leq 4d \quad \gamma_{dmid} = (\gamma_{dmax} + \gamma_d) / 2 \quad (4)$$

$$4d < \ell \leq 6d \quad \gamma_{dmid} = (\gamma_{dmax} + 2\gamma_d) / 3 \quad (5)$$

где d – диаметр или сторона поперечного сечения свай;

γ_{dmax} и γ_d тоже, что и формулах (1) и (2).

Для определения величины среднего удельного веса в сухом состоянии γ_{dmid} уплотненного грунта вокруг забивной сваи или пробивной скважины под набивную бетонную сваю воспользуемся результатами многочисленных экспериментальных исследований глубинного уплотнения просадочных грунтов грунтовыми сваями, согласно

которым расстояние ℓ между ними принимается равным [3]

$$\ell = \gamma_c \cdot d \sqrt{\frac{\gamma_{dmid}}{\gamma_{dmid} - \gamma_d}}, \quad (6)$$

где γ_c – коэффициент, учитывающий взаимное влияние свай при их изготовлении, а так же частичное перекрытие уплотненных зон и принимаемый равным для фундаментов: односвайных $\gamma_c = 1$; ленточных в виде свайных кустов и полей $\gamma_c = 0,95$.

Исходя из формулы (6) величину среднего значения удельного веса уплотненного грунта вокруг набивных или забивных свай при различных расстояниях между ними принимаемых по формулам (3) ÷ (5), рекомендуется определять по формуле

$$\gamma_{dmid} = \frac{(\ell / \gamma_c \cdot d)^2 \cdot \gamma_d}{(\ell / \gamma_c \cdot d)^2 - 1}, \quad (7)$$

В случаях пробивки скважин под набивные сваи или погружения забивных свай в плотные глинистые или песчаные грунты с лидерными скважинами диаметром d' в формуле (7) следует использовать приведенный диаметр скважины d_p , равный

$$d_p = \sqrt{A_d - A'}, \quad (8)$$

где A_d и A' – соответственно площади поперечного сечения сваи диаметром d и лидерной скважиной диаметром d' .

При выполнении набивных свай из жесткой бетонной смеси путем уплотнения ее трамбующим снарядом в пробитых и в том числе пробуренных скважинах, виброштампованных, а также буроинъекционных свай по технологии РИТ, приведенный диаметр d_p свай вычисляются по выражению (7) в котором:

A_d – фактическая площадь сваи определяемые по расходу бетона на 1 или 0,5 пог. м длины сваи в пределах каждого слоя инженерно-геологического элемента грунта;

A' – площадь пробитой или пробуренной под сваю скважины диаметр которой определяется по формуле (8).

Следует отметить, что по опыту глубинного уплотнения просадочных лессовых грунтов грунтовыми сваями фактический диаметр пробитых скважин при заполнении

их грунтом с уплотнением возрастет в 1,15 – 1,3 раза, а при втрамбовании щебня в вытрамбованные котлованы приведенный диаметр их увеличивается до 1,5 – 2 раз.

За счет образования уплотненных зон вокруг рассматриваемых набивных, а так же забивных свай в процессе их выполнения существенно повышается расчетные сопротивления грунтов прежде всего по боковой поверхности f и частично по торцу R свай. Увеличение значений f и R в глинистых грунтах определяется снижением расчетных значений показателей текучести I_L при возможном водонасыщении грунтов ($S_r > 0,8$) обычно до величин соответствующих природной влажности. При этом повышение показателя текучести глинистых грунтов после их уплотнения, возможно, лишь в отдельных случаях, когда выполняется доувлажнение грунтов до оптимальной влажности ω_o перед пробивкой скважин без их обсадки трубами.

Повышение расчетных сопротивлений уплотненных околосвайных песчаных грунтов происходит за счет увеличения их степени плотности от рыхлого сложения или средней плотности до плотного состояния. При этом в наибольшей мере повышение значений f и R происходит при выполнении свай в грунтах с природной влажностью близкой к оптимальной или при степени влажности их $S_r = 0,3 - 0,6$.

Несущую способность рассматриваемых видов набивных и забивных свай по результатам статического зондирования также рекомендуется определять с учетом уплотнения вокруг них околосвайного грунта. При этом статическое зондирование целесообразно производить в процессе выполнения опытных работ по отработке технологии устройства и статическому испытанию рассматриваемых свай.

Точки зондирования рекомендуется располагать: первую между осями свай; вторую на расстоянии 5 – 10 см от края одной из них. В этом случае за расчетное значение сопротивлений статического зондирования q_s и f_s на каждой глубине принимаются средние их значения. При выполнении зондирования в одной точке, а также возле только одной опытной сваи место ее расположения от оси сваи ℓ целесообразно принимать в зависимости от принятого в проекте расстояния между сваями a , равным при $a = 3b$, $\ell = b$; $a = 4b$, $\ell = 1,3b$; $a = 5b$, $\ell = 1,5b$; $a = 6b$, $\ell = 1,7b$.

$b, \ell = 1,7 b$ (здесь b – диаметр свай).

Наиболее полный учет влияния уплотнения околосвайных грунтов при статических и динамических испытаниях может быть обеспечен в случаях испытания свай между не менее чем двумя ранее выполненными сваями.

При расчете осадок фундаментов из набивных свай в пробитых скважинах в соответствии с требованиями СП 50-102-2003 [2] рекомендуется дополнительно учитывать что:

- при выполнении уширенного основания из уплотненного жесткого грунтового материала, имеющего модуль деформации $E \geq 50 \text{ МПа}$ или из бетона высоту уширения следует включить в длину свай;

- в состав сжимаемой толщи под нижними концами свай наряду с подстилающими грунтами природного сложения входят уплотненные зоны грунтов под сваями, а также уширенные основания, имеющие модуль деформации материала их $E = < 50 \text{ МПа}$. В последнем случае модуль деформации уплотненного грунта и уширенного основания принимается средневзвешенным значением по площади уширений и уплотненного грунта в пределах площади условного фундамента под нижними концами свай.

В заключение необходимо отметить, что учет уплотнения грунтов по боковой поверхности и в основаниях набивных, забивных и задавливаемых свай, возникающего в процессе их выполнения:

- является вполне обоснованным и базируется на основных физико-механических положениях теории и практики уплотнения грунтов;

- позволяет более полно использовать прочностные и деформационные характеристики грунтов основания и тем самым более обоснованно определять несущую способность рассматриваемых видов свай, повышать эффективность их применения.

2. ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. М. 1986
2. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. М. 2004.
3. Абелев Ю.М., Абелев М.Ю. Основы проектирования и строительства на макропористых просадочных грунтах. М., Стройиздат, 1968.
4. Крутов В.И., Багдасаров Ю.А., Рабинович И.Г. фундаменты в вытрамбованных котлованах. М. Стройиздат. 1985.

5. Крутов В.И., Тропп В.Б. Фундаменты из набивных блоков. К. Будівельник. 1987.
6. ГОСТ 22733-2002. Грунты. Метод лабораторного определения максимальной плотности. М. 2003.

Опыт использования меловых грунтов в качестве основания

С.В. Сергеев, М.А. Рыбалов

Белгородский государственный университет,
Белгород, Россия

А.И. Рыбалов

ОАО «Белгородскойизыскания»

Белгород, Россия

АННОТАЦИЯ: В регионе Курской Магнитной Аномалии (КМА) имеют широкое распространение меловые отложения (писчий мел и мергель), которые все больше используются в качестве основания зданий и среды размещения подземных сооружений. В статье приводятся результаты определения физико-механических характеристик меловых грунтов различными методами, а также результаты геотехнического сопровождения строительства зданий на меловых грунтах.

На КМА меловые отложения залегают на небольшой глубине или выходят на дневную поверхность, что обуславливает их использование в качестве естественного основания. Нами в зависимости от характера залегания меловые отложения разделены на следующие слои и зоны [1]. В поймах рек кровля мела залегает на глубине 3-11 м от дневной поверхности. По данным бурения и опытно-полевых работ в пределах поймы меловые отложения можно разделить на 2 зоны:

1) дисперсная зона (мел сильновыветрелый). В данной зоне мел разрушен процессами выветривания до пастообразного состояния и представляет собой глиноподобную массу с включениями мелких непрочных обломков и дресвы коренного мела. Количество глиноподобного мела колеблется в пределах 30-50%.

2) щебенистая зона (мел выветрелый). В данной зоне мел менее разрушен процессами выветривания, чем в дисперсной зоне и представляет собой массив щебенистых обломков с включениями дресвы, сцементированных между собой глинистым заполнителем (из мела). Количество мелового глинистого заполнителя колеблется, в основном, в пределах 20-40 %. Мощность щебенистой зоны достигает 10-12 м.

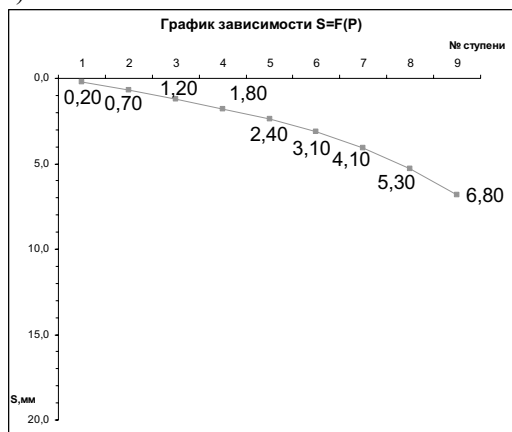
3) трещиноватая зона. Обводненный массив пород, разбит трещинами на отдельные блоки без глинистого заполнителя.

На II и III надпойменных террасах кровля мела залегает на глубине 10-12 м от дневной поверхности под толщей песчаных аллювиальных отложений. Здесь мел в верхней части представляет трещиноватый массив без заполнения обломками.

Исследования физико-механических характеристик проводились в лаборатории гидрогеологических проблем АН СССР. Однако они не рассматривали мела с точки зрения использования их в качестве основания зданий и сооружений.

Согласно ГОСТ 25100-95 «Грунты. Классификация» мела относятся к группе полускальных грунтов. Однако, при увлажнении они как глинистые грунты проявляют свойства пластичности. По дисперсности они соответствуют дисперсности глин; по агрегатному составу – пылеватым супесям и пылеватым пескам. Такие специфические свойства создают трудности при изучении его физико-механических характеристик. Кроме этого массив меловых грунтов обладает значительной неоднородностью, даже в пределах небольшой строительной площадки. Например, на склоне Харьковской горы (г. Белгород) характеристики сжимаемости, определены штампами $S = 5000 \text{ см}^2$. При этом на расстоянии 40 м модули деформации мела отличались 2 раза по величине. На прямолинейных участках графиков E соответствуют значениям: а) – 26 МПа, б) – 53 МПа (рис. 1).

а)



б)

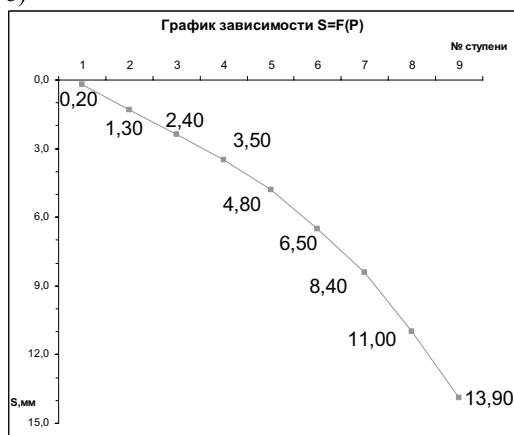


Рис. 1. Графики зависимости «давление-осадка» при испытании мелов штампом (1 ступень соответствует давлению 0,05 МПа)

Это приводит к тому, что относительная разность осадок в пределах здания будет превышать допустимую величину. В таких случаях нами рекомендуется применение фундаментов в виде железобетонных плит.

Определение деформационных характеристик в обводненных меловых грунтах производится методом статического зондирования и штампами из скважин. Здесь в качества основания применяются мела щебенистой зоны. Глубина залегания этих зон от 8 до 20 м. Поэтому возможно применение только свайных фундаментов длиной выше 12 м. Для уточнения характеристик сжимаемости нами проводилось геотехническое сопровождение строительства трехсекционного жилого дома высотами 15, 19, 21 этажей. Были проведены наблюдения за динамикой развития осадок колонн здания с

монолитным каркасом. В качестве фундаментов применялись составные сваи 300х300 мм длиной 18 м с монолитным ростверком (рис. 2).

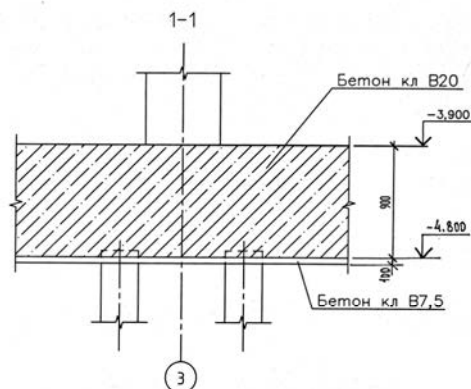


Рис. 2. Конструкция фундамента

Фактические осадки фундаментов в пределах секции были одинаковыми и достигли в среднем величин 2,0 см при расчетной 4,8 см. Модуль деформации обводненного мела, определенный в ходе инженерно-геологических изысканий 14 МПа.

Для сравнения проектных и фактических величин E был проведен косвенный расчет по методу послойного суммирования и получено значение $E = 21$ МПа. Таким образом, характеристики сжимаемости, определяемые в ходе инженерных изысканий, в обводненных мелах значительно меньше, чем фактические. Это позволяет уменьшить количество свай в аналогичных условиях.

Нами проводились геотехническое сопровождение строительства 12-ти этажного жилого дома с фундаментами в виде отдельных кустов свай длинами 12 м. Были проведены измерения осадок, деформации колонн и напряжений в ригелях. Осадки достигли величин от 115 до 162 мм. Вертикальные напряжения в колоннах — от 0,90 до 1,8 МПа. Относительные деформации бетона в нижней части монолитных ригелей, армированных преднапряженными стальными канатами, в среднем составили 0,0002.

ЛИТЕРАТУРА

1. Сергеев, С.В., Рыбалов, А.И. 2008. Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации. Москва: ОАО «ПНИСС».

Механические свойства неоднородных грунтов

Тер-Мартirosян З.Г., Мирный А.Ю.

МГСУ, каф. МГрОиФ, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье излагаются результаты исследований деформационных свойств в условиях компрессионного сжатия и в массиве (полуплоскость) под действием жесткого штампа методами математического моделирования неоднородных песчаных грунтов, дается оценка влияния грансостава и размеров включений на деформационные свойства и напряженно-деформированное состояние (НДС) массива неоднородного грунта.

1. МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА НЕОДНОРОДНЫХ ГРУНТОВ

1.1. Введение.

В настоящее время теоретическая и прикладная механика грунтов при описании НДС массивов грунтов, взаимодействующих с инженерными конструкциями (фундаментами, стенами, сваями и др.) использует теорию линейно-деформируемой сплошной однородной изотропной среды. Эта теория имеет широкое распространение в инженерной практике и во многом оправдала себя в течение многих лет. В таких грунтах представительный объем может иметь размеры порядка нескольких сантиметров, а механические свойства их определяются в зависимости от плотности и влажности.

Вместе с тем очевидно, что существуют многие виды грунтов, которые обладают существенной физической неоднородностью, такие как грунты с включениями крупных фракций, грунты, имеющие пористую структуру и прочие.

Очевидно также, что под действием нагрузки такие грунты будут деформироваться по-разному в зависимости от коэффициента неоднородности и структуры. При этом вокруг включений и пустот возникают зоны концентрации (деконцентрации) напряжений, которые способствуют формированию неоднородного НДС в рассматриваемом

объеме грунта, и, следовательно, оказывают влияние на их механические свойства. Представительный объем и механические свойства (модуль деформации, коэффициент Пуассона, вязкость, прочность) такого неоднородного грунта существенно зависят от коэффициента неоднородности (грансостава), количественного соотношения крупных и мелких (вмещающей) фракций. При строительстве высотных зданий в сложных инженерно-геологических условиях широко применяются песчано-гравийные подушки. Механические свойства этих подушек оказывают влияние на НДС основания и на контактные напряжения. Экспериментальные исследования таких грунтов требуют конструирования специальных приборов, позволяющих испытывать образцы достаточного размера.

Известны приборы трехосного сжатия диаметром до 50 см, высотой до 100 см. Применение современных методов конечно-элементного моделирования НДС неоднородных грунтов позволяет определять их эквивалентные деформационные и прочностные характеристики таких грунтов методами математического моделирования (виртуального эксперимента). В настоящей статье приводятся постановка и решение задачи о НДС грунта неоднородного строения в упруго-пластической постановке, в условиях компрессионного сжатия в рамках плоской задачи.

Следует отметить, что несмотря на широкое распространение представления грунтового массива в качестве сплошной однородной изотропной среды в процессе развития механики грунтов многие авторы рассматривали грунт как совокупность частиц разного размера.

Современник Шарля Кулона, Купле занимался вопросами устойчивости груды плотноуложенных шаров на примере пушечных ядер. (Couplet, 1726).

В работе И.И. Кандаурова рассмотрено применение механики зернистых сред при решении вопросов механики грунтов.

Серьезное исследование, посвященное композитным материалам проведено Р. Кристенсеном. В своей работе он рассматривает различные варианты упаковки частиц в объем и их взаимного расположения, а также приводит точные математические решения, позволяющие определить деформационные характеристики композитных сред.

В работе Х.К. Сантамарины на микроуровне рассмотрены различные усилия, возникающие между частицами грунта.

1.2. Описание модели

Для определения деформационных характеристик неоднородных грунтов в условиях компрессионного сжатия использован программный комплекс ANSYS, реализующий метод конечных элементов. Крупные частицы подчиняются линейному закону деформирования, а закон деформирования вмещающей среды описывается кривой, полученной из компрессионных испытаний реального образца песчаного грунта.

Необходимо отдельно отметить, что взаимодействие частиц с вмещающей средой отражено в модели применением контактных элементов с заданными коэффициентом трения, сцеплением и особенностями контакта. В этом состоит важное отличие рассматриваемой модели от прочих, где предполагается полное прилипание частиц.

Были рассмотрены три различных варианта модели: с включениями частиц размерами 1мм и 2мм (по 30% от общего объема образца), без включений (сплошная среда), а также с порами различного размера. Модель позволяет варьировать размер и процентное содержание включений в широких пределах.

Расчетная схема рассматриваемой модели представлена на рисунке 1.

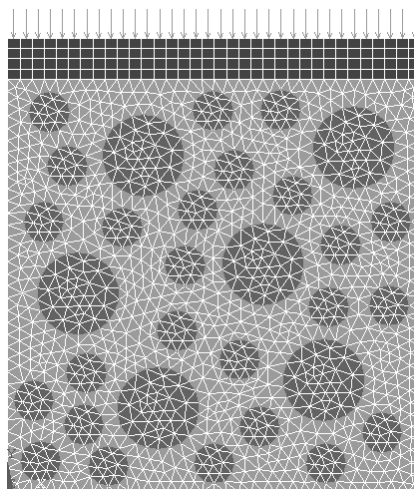


Рисунок 1. Фрагмент расчетной схемы неоднородного грунта.

1.3. Анализ полученных данных

Описанные выше варианты модели подвергались сжимающему напряжению 500кПа, прикладываемому ступенями, после чего производился расчет. На основании полученных данных были построены графики зависимости относительной вертикальной деформации ϵ от отношения $\sigma / \sigma_{\max}$, где $\sigma_{\max} = 500\text{кПа}$ (см. график 1).

Как и следовало ожидать, образец с включениями (нижняя кривая на графике) показал значительно меньшую деформацию, чем образец сплошного вмещающего грунта. Зависимость напряжения-деформации сплошного грунта существенно гладко нелинейна на протяжении всего эксперимента, а грунт с включениями практически сразу же начинает стремиться к кусочно-нелинейной зависимости. Это связано с тем, что происходит скачкообразное изменение НДС вокруг каждой крупной частицы и их проскальзывание, формируются переуплотненные зоны, передающие напряжения от частицы к частице, образуются вертикальные столбики и цепочки частиц, воспринимающих сжимающее давление, которые обеспечивают пространственную жесткость композита дисперсной среды. Таким нам представляется механизм армирующего действия включений на грунт.

С использованием рассматриваемой модели возможно изучение оптимального

процентного соотношения включений в грунте искусственного происхождения (ПГС) для определения модуля деформации. Наличие включений приводит к концентрации НДС вокруг них, которые могут превышать приложенную нагрузку в несколько раз, а в межчастичном пространстве могут образовываться зоны разгрузки. Все это влияет на приведенный модуль деформации. Таким образом, наиболее целесообразно применение таких смесей, где частицы со всех сторон окружены вмещающим мелкодисперсным грунтом.

Интересным представляется результат, полученный для пористого грунта (верхняя кривая на графике). На начальном этапе нагружения образец ведет себя привычным образом, относительные деформации затухают, но при достижении определенного уровня нагрузки происходит резкое возрастание деформаций и кривая образует второй изгиб (!). Очевидно, что это связано с концентрацией НДС вокруг пустот. За счет арочного эффекта пустоты сохраняют устойчивость в течение некоторого времени, но при дальнейшем возрастании нагрузки пустоты схлопываются, что и приводит к резкому возрастанию деформаций. Возможность моделирования этого явления позволяет более глубокое изучение грунтов, имеющих пористую структуру, таких, как лессы, пемзы, пенобетоны.

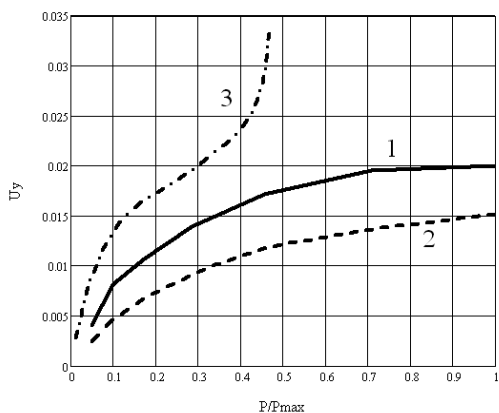


График 1. Данные компрессионных испытаний:

- 1 – однородный грунт (вмещающий)
- 2 – неоднородный грунт с твердыми включениями
- 3 – неоднородный грунт с пустотами (лесс)

1.4. Определение осадки оснований, усиленных песчано-гравийной подушкой

Предложенная методика позволяет определить оптимальный эквивалентный модуль деформации неоднородного грунта в широком диапазоне напряжений в зависимости от гранулометрического состава песчаной подушки. В качестве примера нами была рассмотрена задача о действии жесткого штампа на полуплоскость, усиленную песчаной подушкой, механические характеристики которого получены согласно описанной выше методике. К жесткому штампу приложена полосовая нагрузка 500кПа. Расчетная схема представлена на рисунке 2.

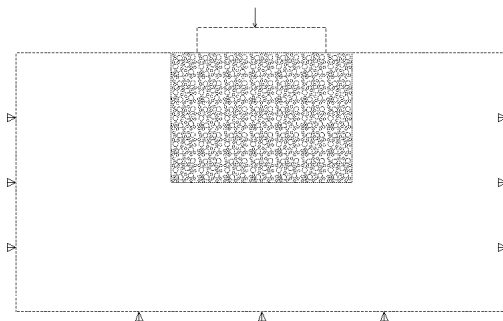


Рисунок 2. Расчетная схема.

Особенностью этой составной расчетной модели является расположение непосредственно в активной зоне песчаной, отражающей поведение частиц, в то время как весь остальной массив выполнен из сплошного материала, обладающего характеристиками неоднородного. Такой подход к постановке задачи позволяет избежать краевых эффектов, не требуя значительных машинных ресурсов, а также детально рассмотреть контактные напряжения под штампом. В этом случае нет необходимости моделировать каждую частицу в отдельности, так как есть возможность весь неоднородный массив заменить сплошным массивом с эквивалентными характеристиками.

1.5. Результаты расчета

В результате расчета была получена осадка штампа, составившая 1мм. НДС, созданное штампом, имеет некоторые существенные отличия от НДС в сплошных однородных средах.

При нагрузке на штамп 500кПа контактные напряжения на поверхности отдельных

частиц достигают 1300кПа. Очевидно, что вмещающий грунт на этих участках находится в предельном состоянии и нагрузка передается через непосредственный контакт между частицами. При рассмотрении НДС заметно образование цепочек частиц, воспринимающих сжимающую нагрузку.

Необходимо отметить, что на глубине 1-2 ширины штампа непосредственно под штампом наблюдается достаточно высокое значение горизонтальных напряжений, из чего следует, что взаимное расположение (процентное содержание) частиц может оказывать серьезное влияние на локальный рост напряжений. Однако с ростом размеров штампа это влияние незначительное. Главное это влияние грансостава на модуль деформации и на прочностные свойства. В пределах песчаной подушки под штампом формируется НДС, обеспечивающее несущую способность слабого подстилающего основания.

Контактные напряжения под штампом существенно неравномерны и варьируются от 750кПа до 150кПа. Эпюра контактных напряжений представлена на рисунке 3.

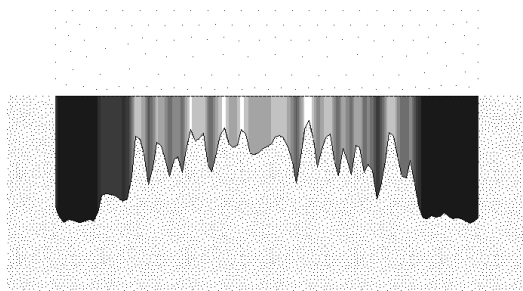


Рисунок 3. Эпюра контактных напряжений под штампом.

В целом расчет демонстрирует практическую возможность применения уточненных механических характеристик песчаной подушки при расчете осадок высотных сооружений.

1.6. Выводы

Широкое применение песчаных подушек для усиления оснований высотных зданий на плитных фундаментах ставит задачу тщательного определения и контроля их свойств. Очевидно, что с помощью предложенной методики можно с высокой достоверностью определять механические харак-

теристики песчаных подушек с высоким коэффициентом неоднородности, при этом ограничить применение испытаний на нестандартных приборах.

2. СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Кандауров, И.И. 1966. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве. Москва: Стройиздат.
- Кристенсен, Р. 1982. Введение в механику композитов. Москва: Мир.
- Santamarina J.C. 2001. Soil Behaviour at the Micro-scale: Particle Forces. Atlanta GA: MIT.
- Тер-Мартirosян З.Г. 2005. Механика грунтов. Москва: АСВ.
- Ухов С.Б. и др. 2005. Механика грунтов, основания и фундаменты. Москва: АСВ.

Исследования свойств известняка-ракушечника в полевых и лабораторных условиях

Ю.Ф.Тугаенко, А.П.Ткалич, В.А.Новский

Одесская государственная академия строительства и архитектуры, Одесса, Украина.

АННОТАЦИЯ: Приведены результаты определения показателей деформативных и прочностных свойств понтических известняков одесского региона в полевых и лабораторных условиях. Изложена технология определения сопротивления грунтов нагрузкой, передаваемой бурунабивными сваями. В выполненных исследованиях применена методика ступенчатой, циклически возрастающей нагрузки, что позволило для каждой ступени определить общую деформацию, ее остаточную и упругую составляющую. Приведены примеры реализации полученных результатов в практике проектирования и строительства.

При возведении зданий повышенной этажности с устройством многоуровневых подземных паркингов в условиях одесского региона возникает необходимость в использовании в качестве оснований понтических известняков, представленных многометровой толщей биохимических, осадочных пород различного генезиса.

В настоящее время физико-механические свойства известняка-ракушечника изучены недостаточно. Проведены единичные исследования по их определению в полевых и лабораторных условиях. Ниже приведены результаты комплексных исследований по определению показателей сопротивления известняка – ракушечника в основании штампов и бурунабивных свай.

Геологическое строение грунтовой толщи одесского региона, приуроченного к южной части Причерноморского плато, представлено отложениями четвертичного и третичного возраста. Под комплексом лессовых пород мощностью от 8 до 23 м залегает красно-бурая глина, подстилаемая понтическими известняками неогена, мощностью до 14 м. Толща известняков сложена породами генетически отличающимися по глубине. Верхние горизонты представлены дресвяными породами, чередующимися с прослоями глыбовых отложений толщиной от 0,2 до 0,6 м из перекристаллизованного известняка, с

глинистым заполнителем. Ниже залегает известняк-ракушечник, получивший название «пильный». В результате его добычи при застройке города осталась сеть подземных выработок - «катакомб».

На рис. 2 приведено геологическое строение участка, отведенного под возведение комплекса зданий по улице Генуэзской 1, в г. Одессе (площадка №1). По проекту глубина заложения фундаментов около 8 м и совпадает с кровлей известняков, толща которых по глубине представлена следующими разностями: дресвой перекристаллизованного известняка с глинистым заполнением (ИГЭ-7); прослоями глыбового перекристаллизованного известняка, мощностью 0,5 - 0,7 м (7,а и 7,б); известняком «пильным» желтого цвета с плотностью скелета 1,35 - 1,40 г/см³ (ИГЭ-8); слабым, слоистым известняком белого цвета (ИГЭ-9); меотической глиной (ИГЭ-10).

Согласно стандарту породы с жесткими структурными связями оцениваются по пределу прочности на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии. Однако, этот показатель не позволяет оценить другие свойства известняка-ракушечника, к которым относятся: структурная прочность, модуль деформации и сопротивление сдвигу по боковой поверхности бурунабивных свай.

Структурной прочностью r_{str} известняка-ракушечника, как и дисперсных пород,

является предельная величина сопротивления, при которой приложенная нагрузка уравнивается прочностью ракушек и структурных связей на их контактах. При этом в основании фундаментов наблюдаются преимущественно упругие деформации, исчезающие после снятия нагрузки. Напряжения, превышающие структурную прочность, вызывают разрушение ракушек и их структурных связей, следствием чего является уплотнение породы. Остаточные деформации нарастают в пределах объема зоны необратимых деформаций, формирующейся в основании фундаментов. На рис.1 приведен фотоснимок формирования объема зоны деформации в основании опытного штампа, представленного известняком-ракушечником. Опыт выполнен в лотке с прозрачной стенкой.

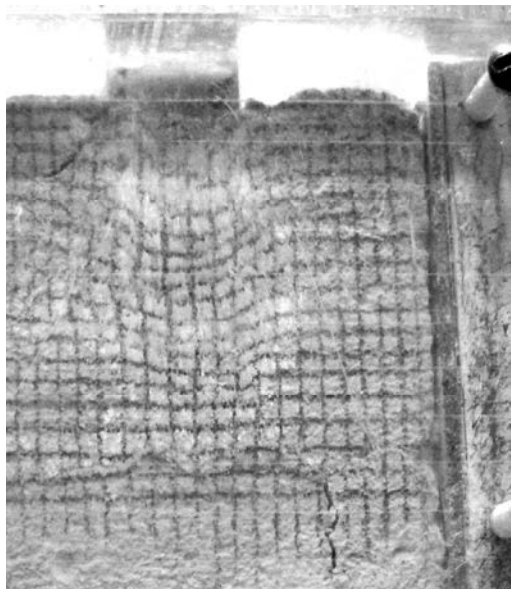


Рис.1. Деформирование известняка-ракушечника в основании штампа.

В полевых условиях оценка показателей прочностных и деформативных свойств известняка осуществлена по результатам испытаний штампами в скважинах на разных горизонтах. Эти исследования проведены на площадке №1 и на участке, примыкающем к Одесскому национальному театру оперы и балета (площадке №2).

На площадке №1 исследования выполнены штампами диаметром 300 мм в буровых скважинах на четырех горизонтах. Примыкание подошвы штампа к поверхности забоя скважины выполнено по специальной технологии, включающей зачистку забоя скважины и ее выравнивание цементным раствором толщиной 7 - 10 см. Нагрузку на стойку штампа прикладывали ступенями. Часть опытов проведена с кратковременным замачиванием основания. Схемы установки штампов, методика проведения испытаний и их результаты показаны на рис. 2,а; б.

Деформативные свойства известняка-ракушечника следует оценивать модулем деформации. Его значение при давлениях ниже структурной прочности определяет упругие свойства породы, а значения при более высоких давлениях - необратимые деформации.

Особенностью деформативных свойств известняка-ракушечника является наличие двух характерных ветвей на графике зависимости осадки от нагрузки. Первая ветвь характеризуется деформациями, возникающими в результате упругого сжатия породы при давлениях, не превышающих структурную прочность (рис. 2,в). В этих условиях сжимаемость определяется модулем упругой деформации E_0 . Вторая ветвь отражает необратимые деформации, возникающие в результате разрушения структуры породы, следствием чего является ее уплотнение. Этот участок графика близок к прямолинейной зависимости. Сжимаемость породы в этом случае следует оценивать модулем деформации E . Пересечение второй ветви графика с осью давлений определяет значения структурной прочности. На рис. 2,в приведены результаты трех испытаний, выполненных на абсолютной отметке 10,0 м.

Величине p_{str} , определенной в точке пересечения второй ветви зависимости осадки от нагрузки с осью P , соответствуют осадки, близкие 1 мм. Поэтому, при данной технологии подготовки основания и методике проведения исследований за критерий определения значения p_{str} , принята осадка, равная 1 мм.

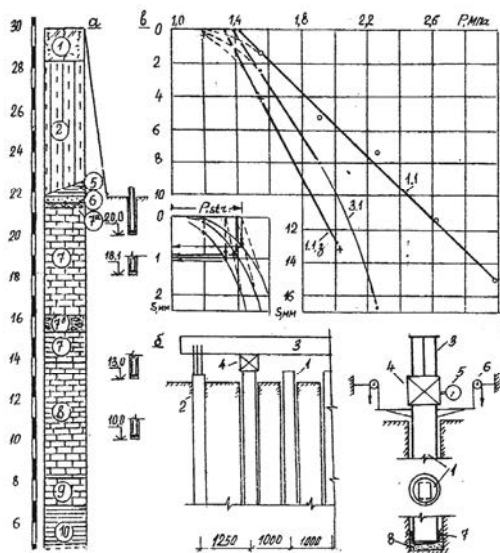


Рис. 2. Результаты исследований известняка-ракушечника опытными штампами на площадке №1. а) Геологическая колонка со шкалой абсолютных отметок и высотным положением подошвы штампов. б) Схема испытаний: 1- стойка-штамп; 2 - анкерные сваи; 3 - опорная балка; 4 - домкрат; 5 - манометр; 6- прогибомеры; 7- полиэтиленовая пленка; 8 - цементный раствор. в) Графики зависимости осадки от давления.

Средние значения структурной прочности и модуля деформации, полученные по результатам исследований на площадке №1, приведены в табл. 1.

Таблица 1. Значения структурной прочности и модуля деформации известняка-ракушечника на площадке №1.

№ ИГЭ	Глубина ниже кровли ИГЭ, м	P_{str} , МПа	Е, МПа в интервале давлений Р, МПа	
			1,1 - 1,5	1,5 - 2,5
7	1,10	1,15	4,0 - 1,7	-
	3,0	1,35	-	20 - 9
8	0,8	1,88	-	24 - 6
	3,6	1,38	-	30 - 9

Аналогичные результаты получены в исследованиях, проведенных на площадке №2, для экспериментального обоснования инженерных решений по усилению фундаментов Одесского национального театра оперы и балета (см. табл. 2)

Таблица 2. Значения структурной прочности и модуля деформации известняка-ракушечника на площадке №2

№ ИГЭ	Глубина ниже кровли ИГЭ, м	P_{str} , МПа	Е, МПа в интервале давлений Р, МПа	
			2,0 - 2,5	2,5 - 3,5
7	0,8	2,3	-	11
	2,5	2,1	37	12
8	0,8	2,7	-	14
	3,0	1,95	14	7

Лабораторные испытания проведены на образцах «пильного» известняка-ракушечника, керны которых отбирали из скважин при изысканиях. Для проведения исследований был переоборудован компрессионный прибор, в котором нагрузка на образец площадью 60 см² передавалась штампом площадью 15 см². Испытания выполнены по методике циклически возрастающей нагрузки. Каждая ступень представляла самостоятельный цикл, состоящий из приложения нагрузки, ее выдерживания до стабилизации осадки и разгрузки. Примененная методика позволила измерить на каждой ступени величину общей осадки, ее остаточную и упругую составляющие.

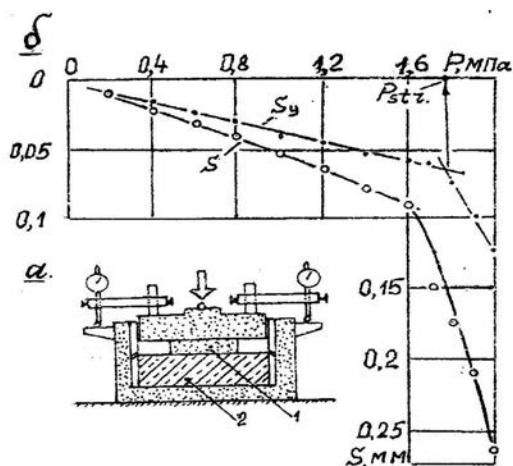


Рис. 3. Результаты испытания образца «пильного» известняка-ракушечника в лабораторных условиях. а) Схема испытания: 1 - дополнительный штамп; 2 - образец. б) График зависимости осадки штампа и ее упругой составляющей от давления.

График зависимости упругой составляющей осадки от давления состоит из двух ветвей. Первая ветвь отражает нарастание упругих деформаций при давлениях меньше структурной прочности, а вторая - при давлениях больше структурной прочности. Давление, соответствующее точке пересечения ветвей определяет значение структурной прочности. На рис. 3 и в табл. 3 приведены результаты выполненных исследований.

Таблица 3. Результаты определения структурной прочности и модуля деформации известняка-ракушечника в лабораторных условиях.

№ ИГЭ	Глубина ниже кровли ИГЭ, м	P_{str} , МПа	E_0 ; E , МПа при давлениях P , МПа	
			$< P_{str}$	$> P_{str}$
8	1,2	1,76	360 - 290	42
	3,2	1,32	120	12

Исследования известняка-ракушечника буронабивными сваями выполнены как в полевых, так и лабораторных условиях. Нарастание сопротивления грунта по боковой поверхности свай происходит последовательно. Приращению каждой ступени нагрузки соответствует приращение участка длины ствола, вдоль боковой поверхности которого уравниваются приложенные усилия. Предельные усилия сдвига вдоль всей боковой поверхности свай сохраняют неподвижным ее нижний торец, при этом внешняя нагрузка вызывает упругое сжатие ее ствола, величина которого уменьшается до нуля на отметке подошвы. Нагрузка, превышающая предельное значение сил сдвига, вызывает деформацию грунтов ниже конца свай, следствием чего является перемещение всего ствола относительно окружающего грунта. После начала перемещения ствола к упругой составляющей его деформации добавляется упругая составляющая деформации грунта, залегающего ниже его подошвы.

Упругая составляющая деформации свай и грунта в ее основании определена с использованием методики циклически возрастающей нагрузки. Каждая ступень является самостоятельным циклом, состоящим из приложения нагрузки, ее выдерживания до стабилизации деформации

и снятия. Таким образом, для каждой ступени определяется полное значение деформации, ее остаточная и упругая составляющие.

Зависимость упругой составляющей осадки от нагрузки состоит из двух ветвей. Первая соответствует упругому сжатию ствола, вторая – является суммой упругих деформаций ствола и грунта ниже подошвы свай. Точка их перелома определяет значение нагрузки, уравновешенной предельным значением сопротивления по боковой поверхности $P_{f,lim}$. Значение предельной нагрузки позволяет определить модуль упругости ствола свай по зависимости:

$$E_6 = 0,5 P_{f,lim} \cdot l/A \cdot s_y \quad (1)$$

где: E_6 – модуль упругости материала свай; l – длина свай; A – площадь поперечного сечения; s_y – упругая составляющая деформации.

Используя данные зависимости упругой составляющей деформации от нагрузки построены графики нарастания длины сжатого участка от каждой ее ступени, полученные с использованием формулы Гука:

$$l_{fi} = E_6 \cdot s_{y,i} / \sigma_{cp,i} \quad (2)$$

где: l_{fi} – длина сжатого участка ствола свай; E_6 – модуль упругости железобетонной свай; $s_{y,i}$ – упругая часть деформации; $\sigma_{cp,i}$ – среднее напряжение в пределах длины сжатого участка, принятое равным $\sigma_{cp,i} = 0,5 P_i / A$, здесь: P_i – величина нагрузки; A – площадь поперечного сечения свай.

Ниже приведены результаты испытаний известняка-ракушечника буронабивными сваями Ø800 мм с уширением Ø1600 мм длиной 18 и 24 м. При испытаниях нагрузка не была доведена до «срыва», поэтому экспериментально определить модуль упругости бетона свай по формуле (1) не представилось возможным. Его значение принято равным $2,7 \cdot 10^4$ МПа по результатам аналогичных исследований. Пользуясь графиками рис. 4,в, для любого участка длины свай можно определить сопротивление сдвигу по боковой поверхности

ствола в упругой стадии его деформирования по зависимости:

$$\Delta f_i = \Delta P_{f,i} / \Delta l_{f,i} \cdot u \quad (3)$$

где: $\Delta P_{f,i}$ и $\Delta l_{f,i}$ - интервал нагрузки и соответствующий ему фрагмент длины ствола сваи; u - периметр сваи.

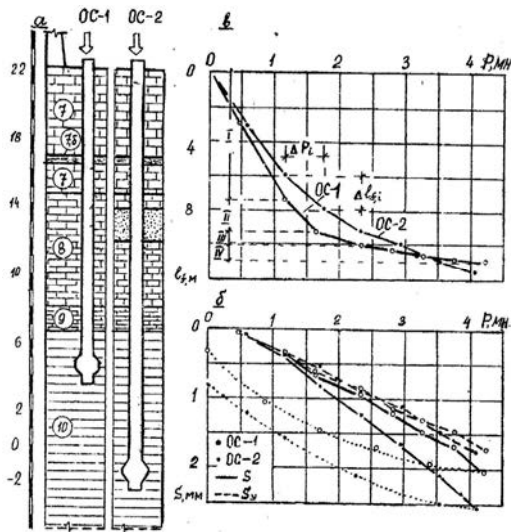


Рис.4. Результаты испытаний буронабивных свай на площадке №1. а) Привязка свай к геологическому разрезу. б) Графики зависимости осадки и ее упругой составляющей для двух опытных свай. в) Графики зависимости длины сжимаемого участка свай l_j от нагрузки P .

В проведенных испытаниях длина сжатого участка свай составила около 11 м независимо от глубины заложения ее подошвы. Результаты выполненных исследований приведены в табл. 4.

Таблица 4. Результаты определения сопротивления сдвигу по боковой поверхности буронабивных свай на площадке №1.

№	$l_{i+1} - l_i, \text{м}$	$\Delta l_i, \text{м}$	$\Delta P, \text{кН}$	$\Delta A, \text{м}^2$	$\Delta f, \text{кПа}$
OC - 1	0-7,35	7,35	1175	18,4	64
	7,35-9,35	2,0	470	5,02	94
	9,35-10,0	0,65	705	1,63	432
	10,0-10,91	0,91	1880	2,28	825
OC - 2	0-5,97	5,97	1175	14,9	78
	5,97-7,96	1,99	588	5,0	118
	7,96-10,01	2,05	1177	5,15	229
	10,0-11,60	1,59	1180	3,94	293

Определение сопротивления сдвигу по боковой поверхности буронабивных свай в образцах «пильного» известняка-ракушечника проведены в лабораторных условиях. Модели свай изготовляли в скважинах с сохранением полости ниже их подошвы. Среднее значение сопротивления сдвигу по боковой поверхности свай в образцах разных генетических разновидностей в воздушно - сухом состоянии составило от 0,65 до 1,71 МПа. В образцах при полном водонасыщении этот показатель оказался меньше на 4 - 22%. В одной серии испытаний отмечено повышение сопротивления сдвигу по боковой поверхности свай при полном водонасыщении на 20%.

Результаты проведенных исследований использованы при усилении фундаментов Одесского национального театра оперы и балета и при проектировании свайных фундаментов серии домов высотой 23 - 25 этажей с двухэтажным подземным паркингом, фото которых представлено на рис. 5.



Рис. 5. Общий вид зданий, возведенных на понтических известняках по ул. Генуэзской, 1 в г. Одессе. Два дома справа - на естественном основании, а слева - на буронабивных сваях.

ВЫВОДЫ:

1. По результатам натурных исследований получены показатели прочностных и деформационных свойств понтических известняков: структурной прочности, модуля деформации, сопротивления сдвигу по боковой поверхности на отдельных фрагментах длины ствола свай.
2. Для понтических известняков одесского региона, в зависимости от их генетических особенностей, значение структурной прочности колеблется от 1,0 до 2,0 МПа, а модуля деформации при давлениях, превышающих структурную прочность, от 2,0 до 30 МПа.
3. Применение методики циклически возрастающей нагрузки при проведении исследований известняков штампами и сваями позволило получить дополнительные параметры, определяющие совместное деформирование системы свая - грунты основания.
4. Зависимость упругой составляющей осадки сваи от нагрузки позволяет определить предельное сопротивление сил бокового трения и модуль упругости бетона сваи.
5. Показатели сопротивления известняка – ракушечника внешним нагрузкам, полученные в лабораторных условиях, имеют близкую сходимость с результатами натурных исследований.

ЛИТЕРАТУРА:

- ГОСТ 25100-95 Грунты. Классификация.
- Григорян А.А. 1984. Свайные фундаменты зданий и сооружений на просадочных грунтах. М. *Стройиздат*, 162 с.
- Колесников Л.И., Тугаенко Ю.Ф., Кодрянова Р.М., Карпюк В.М., Ильичев В.А., Коновалов П.А. 2000. Экспериментальное исследование несущей способности буроинъекционных свай в основании здания Одесского театра оперы и балета. *Основания, фундаменты и механика грунтов*. № 5, с. 23 - 29.
- Новожилов Г.Ф., Платонов Ю.Н. 1974. Испытания тензометрических свай в различных грунтовых условиях Ленинграда. *Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях*. Ленинград, с. 56 – 62.
- Новожилов Г.Ф. 1974. Особенности взаимодействия свай с грунтом в процессе загрузки. *Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях*. Ленинград, с. 67 – 70.
- Новский В.А. 2008. Исследование прочностных и деформативных свойств известняка-ракушечника в лабораторных условиях. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. Випуск 29. Одеса: ОДАБА, с. 289-295.
- Патент на винахід № 86423. Спосіб визначення показників структурної міцності низькопористих глинистих і напівскальних ґрунтів. *Автори*: Тугаєнко Ю.Ф., Ткаліч А.П., Новський В.О.
- Работников А.И. 1974. К вопросу о теории работы буронабивных свай высокой несущей способности. *Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях*. Ленинград, с. 35 – 39.
- Трофименков Ю.Г., Бахолдин Б.В., Швец В.Б., Мариупольский Л.Г., Работников А.И., Алексеев А.И., Лобов О.И. 1973. Совершенствование методов определения несущей способности свай. *Труды к VIII международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению*. М., *Стройиздат*, с. 150-161.
- Тугаенко Ю.Ф. 2003. Развитие деформаций в основаниях фундаментов, способы их ограничения и методы оценки. *Одесса: «Астропринт»*, 224 с.
- Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П., Новский В.А. 2006. Напряженно деформированное состояние буронабивных свай и их основания, сложенного понтическими известняками. *Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях. Труды международной научно – технической конференции, посвященной 50 – летию БашНИИСтроя*. Том 1. Свайные фундаменты. Уфа, с. 137 - 141.
- Тугаенко Ю.Ф. 2008. Процессы деформирования грунтов в основаниях фундаментов свай и свайных фундаментов. - *Одесса: «Астропринт»*, 216 с.

Укрепление лессовых грунтов с использованием метода вертикального армирования и практические рекомендации по их применению.

А.З.Хасанов, З.А. Хасанов

ООО «Геофундаментпроект», Государственный Архитектурно-строительный институт им. М. Улугбека г. Самарканд

И.И Усманходжаев

Институт оснований, фундаментов и подземных сооружений, г. Ташкент

АННОТАЦИЯ: В статье рассматриваются результаты моделирования работы вертикальных армоэлементов на лессовых просадочных грунтах. Причем рассматриваются армоэлементы различной податливости, в частности из прочных цементогрунтов и из уплотненных грунтов. Моделируется также влияние длины армоэлемента на конечные осадки и контактные условия по боковой поверхности.

С развитием новых технологий укрепления оснований, в частности методом вертикального армирования грунтов, большое практическое значение имеет оценка их деформируемости и несущей способности. В работах [1,2] за основу расчёта принята модель работы железобетонной сваи на просадочных грунтах. Однако как показывает практика армоэлементы из уплотненных или укрепленных грунтов все же отличаются от жестких ж/б свай. На наш взгляд существуют следующие различия между ними. Железобетонные сваи совместно с ростверком составляют единый фундамент под здание или сооружение. Грунтовые, цементогрунтовые и бетонные сваи (в дальнейшем вертикальны армирующие элементы, ВАЭ) не являются конструкцией, и относятся к элементам усиления грунтового основания, которые выполняют функцию его армирования. ВАЭ в отличие от железобетонных свай не работают на изгибные нагрузки, и выполняют роль перераспределения напряжений в грунтах.

ВАЭ в отличие от обычных свай по условиям работы в грунте не подразделяются на сваи стойки и висячие. Это объясняется тем, что ВАЭ относительно мало прочные и в соответствии с этим значительно податливее, чем железобетонные сваи (прочность материала ВАЭ значительно превышает прочность грунта и на порядок меньше прочности железобетона). И по этой причине под действием внешних нагрузок в основа-

нии происходит более интенсивное рассеивание напряжений по глубине.

Имеется также существенное отличие условий работы на контакте боковой поверхности ВАЭ и оседающего лессового грунта. Например, для цементогрунтовых свай четко выраженной боковой поверхности не существует, и диаметр свай принимается приблизительно от центра до условной границы, равной диаметру шнека (рабочего органа) или зоны влияния водоцементной струи (инъекционная технология). Поэтому на контакте происходит «прилипание» окружающего грунта к грунтоцементной свае и поэтому меняются условия взаимодействия на контакте. Как показали наши исследования при расчете несущей способности грунтоцементных свай на лессовых грунтах, необходимо учесть не трение (сдвиг), но и свисание некоторого объема грунта, расположенного на некотором расстоянии от стенки армоэлемента. Область влияния зависит от структурно-физических характеристик грунтов и колеблется в пределах $(2-5)D$. В процессе просадки за счет свисания происходит уменьшение гравитационного давления грунтов, что препятствует появлению просадочных деформаций. По этой причине при проектировании оснований укрепленных вертикальными элементами расстояние между ними необходимо принимать по расчету, в зависимости от внешних нагрузок, но не более $5D$.

Принципиальное значение имеет правильный подбор механической модели материала укрепленного грунта. В частности прочность как уплотненного, так и закрепленного грунта подчиняется теории прочности Кулона Мора. Для цементогрунтовых, так и для бетонных ВАЭ в отличие от связных и несвязных уплотненных грунтов свойственна высокая структурная прочность,

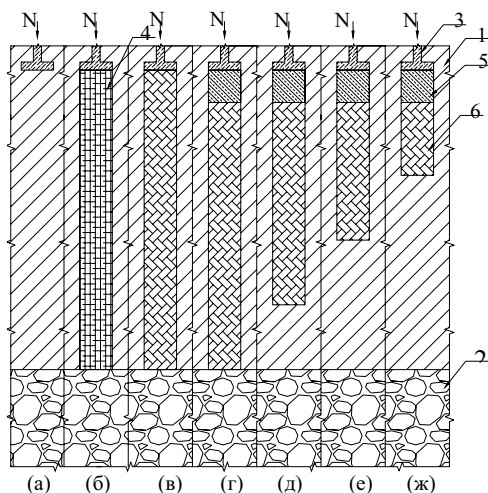


Рис.1. Расчётные схемы оснований и фундаментов. а – фундамент на увлажнённом основании; б – то же на грунтоцементных сваях; в – то же на грунтовых сваях; г, д, е, ж – то же на грунтовых сваях различной длины с бетонной оголовкой.

характеризуемая повышенным сцеплением. Придел прочности этих материалов определяется в соответствии с теорией пластичности.

В зависимости от величины нагрузок и мощности слабых, подлежащих армированию грунтов, используется частичное (на фиксированную глубину) или армирование на всю глубину распространения слабых грунтов.

В работах [1,2] приводятся инженерные методы расчета определения несущей способности и деформируемости укрепленного ВАЭ основания сложенного лессовыми просадочными грунтами. Ниже приводятся результаты моделирования армоэлементов с

использованием упругопластических моделей грунта и сравнение ее с результатами натурных испытаний ВАЭ на продавливание. Расчеты производились на основе упругопластических моделей Мора Кулона с использованием программного комплекса Plaxis 7.2 [4].

Результаты расчетов НДС вертикально армированных лессовых грунтов

Рассмотрим методику моделирования одиночной грунтоцементной сваи полностью или частично прорезающие лессовые просадочные грунты. Мощность ИГЭ №1, 10 м. Подстилающий слой галька. Галька представляется как прочные грунты с модулем деформации 4000 МПа.

Диаметр грунтоцементной (грунтовой) сваи 100 см., а длина соответственно и 9; 7 и 5 м.

Лессовые грунты имеют следующие физические и механические характеристики:

плотность скелета $\rho_d = 14 \text{ кН/м}^3$ исходная влажность $W = 12\%$. Грунты суглинки с числом пластичности $W_p = 12\%$. Деформационные и прочностные характеристики: $E_0/E_{sat} = 10/4 \text{ МПа}$; $C_0/C_{sat} = 25/15 \text{ кПа}$; и $\varphi_0 / \varphi_{sat} = 28/24$.

Деформационные и прочностные характеристики армоэлементов:

$E_0/E_{sat} = 30/25 \text{ МПа}$; $C_0/C_{sat} = 60/45 \text{ кПа}$; и $\varphi_0 / \varphi_{sat} = 28/24$.

Рассмотрим осесимметричную задачу. Фундамент с глубиной заложения 1 м. также круглой формы с диаметром 100 см. Жесткостные параметры для фундамента приняты $EA = 7,5 \cdot 10^6 \text{ кН/м}$; $EI = 1 \cdot 10^6 \text{ кПа}$. Задача решается в 4 этапах:

- моделирование НДС увлажненного основания загруженного на поверхности штампом (упругопластическая модель грунта с характеристиками E, C и φ);
- моделирование работы армоэлементов в результате просадки окружающего его грунта (упругопластическая модель грунта).

- моделирование работы армозлемента в тов равная 20 мм сократилась до глубины 0,9

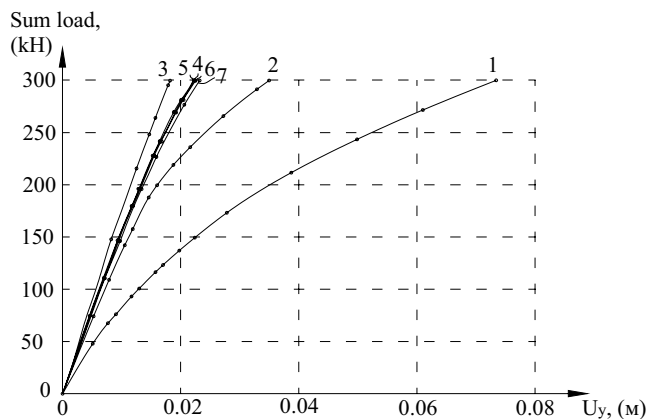


Рис.2 Графики зависимости нагрузки (кН) от вертикальных перемещений (м) фундамента.

увлажненных грунтовых условиях.

- моделирование работы армозлемента различной длины в условиях увлажненных грунтов (упругопластическая модель грунта).

Результаты расчетов по всем вариантам сравнивались по конечным осадкам $S=f(N)$, по глубине активной зоны и предельным состояниям (области, где выполняются условия прочности Кулона-Мора).

Нагрузка на фундамент 150 кН и соответственно давление под фундаментом 200 кПа.

Как и ожидалось, в первом случае нелинейные вертикальные осадки штампа на неукрепленном основании имеют достаточно высокие значения, превышающие 75 мм. Максимальные горизонтальные перемещения по краям штампа достигли 10 мм. Активная область деформирования ограничена условно 20 мм находится на глубине 1.6м (2D) от подошвы. По краям штампа возникают области предельного состояния, которые распространяются на глубину более 15-20 см. (рис.2, кривая-1)

Во втором случае моделировалась работа уплотненных грунтовых свай, также на увлажненном основании (рис. 1 в). В этом случае осадки фундаментов уменьшались до 34 мм. также значительно уменьшился нелинейность графика $S=f(N)$, горизонтальные деформации по краям штампа сократились до 4 мм. Активная область уплотнения грун-

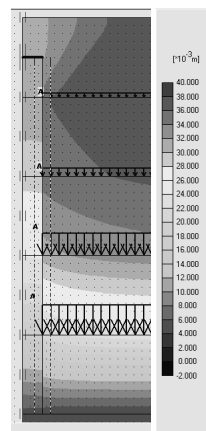


Рис.3 Результаты моделирования боковой поверхности армозлемента с окружающим его просадочным грунтом.

м. (рис.2 кривая-2)

В третьем случае моделировалась работа более прочных укрепленных грунтоцементных свай длиной 9 м, на увлажненном основании (рис 1б). В этом случае осадки фундаментов уменьшались до 18 мм. График $S=f(N)$ имеет линейный характер, т.е. расчетная модель перешла в стадию упругой (линейной) деформации. Горизонтальные деформации по краям сократились до 0,7 мм. Активная область уплотнения грунтов равная 20 мм сократилась до 0,0 м. (рис.2 кривая-3).

На четвертой стадии расчетов моделировалась работа грунтовых свай с верхним забетонированным (тощий бетон предел прочности 10 МПа) оголовком на глубину 1 м. Длина свай 9 м, на увлажненном основании (рис 1г). В этом случае осадки фундаментов составили 22 мм. График $S=f(N)$ имеет линейный характер. Горизонтальные деформации по краям составили 1,2 мм.

На пятой стадии расчетов моделировалась работа грунтовых свай с забетонированным оголовком на глубину 1 м. в этом случае длина ВАЭ поэтапно уменьшалось до 7; 5 и 3 м. (рис.1 д-ж). В этом случае осадки фундаментов соответственно составили 22; 22 и 23 мм. Графики $S=f(N)$ имеют линейный характер. Горизонтальные деформации по краям составили от 1,2 до 2 мм.

На последнем этапе моделировалось взаимодействие боковой поверхности це-

ментогрунтовой сваи длиной 9 м. с проседающим окружающим грунтом. Контактный слой имеет промежуточные прочностные характеристики между слабым и прочным укрепленным грунтом т.е. $C=25 \text{ кПа}$ и $\varphi = 28^\circ$. Результаты расчетов показали, что происходит свисание окружающего грунта к армоэлементу. В результате этого просадка грунта вокруг армоэлемента в радиусе $R \geq 3D$ составило 34 мм. (рис.3).

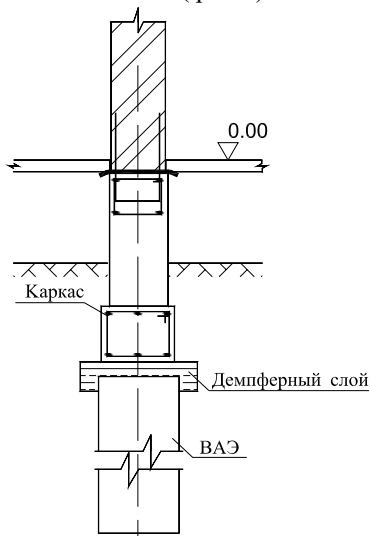


Рис. 4. Поперечный разрез ленточного ростверка и ВАЭ.

Опыт применения метода укрепления оснований с использованием ВАЭ

В настоящее время в Узбекистане при строительстве малоэтажных (до 5 этажей) гражданских зданий на лессовых грунтах начали применять предложенный нами метод укрепления оснований с использованием ВАЭ. Для этих целей в нескольких объектах были проведены натурные испытания ВАЭ на вертикальные нагрузки. За основу были приняты бетонные (класс бетона по прочности В-5) ВАЭ диаметром 600 мм и длиной 5м. Были укреплены как увлажненные культурно-городские отложения суглинистого состава, так и типичные лессовые суглинки.

Результаты проведенных натурных экспериментов показали, что бетонные ВАЭ несмотря на то, что они были изготовлены в мягких грунтах тугопластичной и мягкопла-

стичной консистенции они имеют достаточно высокую несущую способность. Расчетная несущая способность бетонного ВАЭ составляет порядка 500-600 кН. Податливость (жесткость) армоэлемента, при такой нагрузке превышает величину 1500.0 тс/м



Рис.5. Процесс бурения, заливки бетона в шурфы, и общий вид ВАЭ, вдоль вскрытой траншеи.

Параллельно для сравнения были подвержены эксперименту природные грунты. Как показали результаты экспериментов, модуль деформации для этих грунтов составляет 750 мПа. Сравнение с результатами, полученными с ВАЭ показывает, что податливость в последнем случае меньше на более чем 12-20 раз, таким образом, каждый затраченный 1 м^3 укрепленного грунта способствует повышению величины модуля деформации на единицу площади более чем 10 раз.

Расстояние между ВАЭ и их глубина определяется расчетом. В расчетах грунт между сваями моделируется коэффициентом постели Винклера, а ВАЭ как жесткие упругие приставки, установленные вдоль балки (ростверка) равной шагу ВАЭ. Упругая податливость (жесткость) ВАЭ зависит от диаметра, длины сваи и деформационных характеристик грунта. На рисунке 6 в качестве примера представлены результаты расчета ростверка. С правой стороны представлены результаты расчетов прогибов и усилий, укрепленного при помощи ВАЭ, а слева обычные ленточные фундаменты на природном основании. В таблице №1 представлены численные результаты расчетов фундаментов по двум рассмотренным вариантам.

Конструкция укрепленного основания при помощи бетонных ВАЭ и ростверка представлена на рис.4. В сейсмических зонах с

Технико-экономическое сравнение ВАЭ и ростверков с основанием на грунтовых подушках и традиционных ленточных фунда-

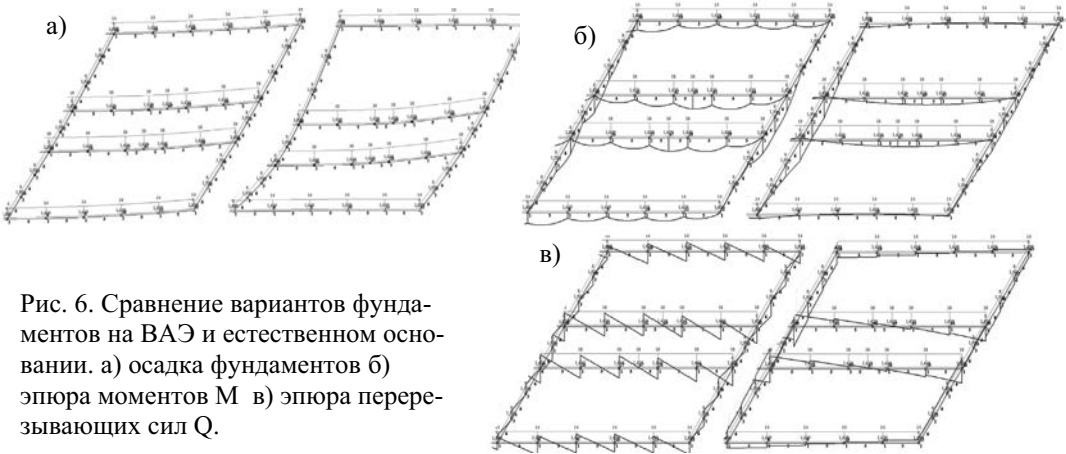


Рис. 6. Сравнение вариантов фундаментов на ВАЭ и естественном основании. а) осадка фундаментов б) эпюра моментов М в) эпюра перерезывающих сил Q.

целью снижения сдвиговых напряжений в контакте ВАЭ и ростверком предусмотрено демпфирующая прослойка из мелкой гальки или крупнозернистого песка. С целью снижения величины коэффициента трения и проницаемости грунты демпфирующего слоя перемешиваются (15-20% по составу) с суглинком. Для снижения концентрации контактных напряжений на оголовнике ВАЭ предусматривается опорная бетонная плита, она же служит выравнивающим слоем (рис.5).

ментов показали экономию ресурсов и стоимости здания до 20-25%.

По результатам моделирования работы грунтовых и цементогрунтовых вертикальных армозлементов, а также по результатам натурных их полевых испытаний можно сделать следующие выводы:

1. Укрепление грунтов ВАЭ позволяет значительно снизить возникновения неравномерных осадок и повысить несущую способность слабого основания.
2. Для грунтовых условиях I и II типа по просадочности ($H_{sl} \leq 10-15$ м. в зависимости от действующих нагрузок длину армозлементов можно принимать по расчету но не менее 4 -5 м.
3. Несущая способность бетонных ВАЭ для описанных грунтов составляет порядка 500-600 кН.
4. В случае применения грунтовых свай целесообразно верхний оголовок на глубину 2 м. бетонировать тощим бетоном. Поскольку именно в этой области возникают максимальные горизонтальные деформации.
5. Представленная расчетная модель взаимодействия грунтоцементной сваи и окружающего ее лессового грунта позволяет более полно учитывать влияние процесса просадочности.
6. оптимальное расстояние между ВАЭ определяется из условия свисания грунтов во время просадки и состав-

Таблица №1

Наименования	Фундаменты на естественном основании	Фундаменты-ростверки; основания - ВАЭ	Коэффициент Эффективности
Верт. перемещения Max/Min (мм)	54/46	21/13	2,5/3,5
Q_z (тс.)	14	16,3	0,85
M_y (т*м)	65	30	2,2

По этой технологии уже построено более ста 3-5 этажных зданий. Как показали наблюдения, такие здания даже в случае аварийного замачивания грунтов основания эксплуатируются без повреждений. За последние 5 лет эксплуатации, такие здания так же протерпели землетрясения интенсивностью 4-5 баллов

ляет (2-5)D. В частности для малоэтажных зданий с количеством этажей не более 5 этажей, оптимальным считается расстояние между сваями равный 2-3 м.

По результатам проведенных исследований авторами подготовлена пособие по проектированию оснований укрепленных ВАЭ и программа расчетов на ЭВМ. Пособие по проектированию оснований укрепленных ВАЭ и консультацию по применению этого метода можно получить по адресу. 140147 РУ, Самарканд, Лолазор 70 СамГАСИ и ЗПЛИТИ ГостАрхСтроя РУз

Список литературы

1. Хасанов А.З., Хасанов З.А, Основания и фундаменты на лёссовых просадочных грунтах Ташкент 2006 г. ИПДТ «Узбекистон».
2. Хасанов А.З., Зайналов Н.Р. Расчет несущей способности грунтоцементных свай в основании, сложенном лёссовыми просадочными грунтами. Тр. 1-го Центрально-Азиатского Симпозиума. г. Астана 2000г.
3. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений-М.: Стройиздат,1986.
4. Городецкий А.С., Евзеров И.Д., Стрелец-Стрелецкий Е.Б. и др. Метод конечных элементов: теория и численная реализация. Программный комплекс ЛИРА-Windows.
5. Программный комплекс Plaxis 7.2 Нидерланды. <http://www.plaxis.nl>

Оценка нелинейной зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора в лабораторных испытаниях слабофильтрующих глинистых грунтов и ее использование при расчете фильтрационной консолидации

Шашкин К.Г., Мамонов А.О., Кувалдина О.С.
НПО «Геореконструкция», Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье изложены результаты лабораторных исследований нелинейной зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора для глинистых грунтов, характерных для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга. По результатам лабораторных испытаний выполнен расчет консолидации толщи четвертичных отложений с учетом полученной нелинейной зависимости.

При оценке скорости развития деформаций уплотнения глинистых грунтов во времени определяющим параметром является величина коэффициента фильтрации. Известно, что в глинистых грунтах скорость фильтрации нелинейно зависит от величины градиента напора [1,2,3,4,5]. В связи с этим при лабораторных испытаниях глинистых грунтов весьма актуальной является задача определения зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора.

Для определения коэффициента фильтрации может быть применено непосредственное измерение объема профильтровавшейся жидкости через образец определенной толщины. Выполнение таких экспериментов возможно в камерах трехосного сжатия. Для проведения испытаний использовалась камера устройства трехосного сжатия производства компании «Геотек» с диаметром образца 50 мм. В камеру помещался образец, затем для исключения фильтрации по поверхности образца и прижимания к нему резиновой оболочки в камеру подавалось давление 50...100 кПа. При низких коэффициентах фильтрации объем жидкости, профильтровавшийся через образец высотой 100 мм, оказывается крайне малым и его невозможно измерить. Для ускорения фильтрации

образцы выполнялись высотой 20 мм, при этом они устанавливались со специально изготовленной болванкой, заполняющей неиспользуемый объем образца в камере. Объем жидкости, прошедшей через образец, измерялся по бюреткам. Пример определения коэффициента фильтрации данным способом приведен на рис. 1.

Следует отметить, что при низких коэффициентах фильтрации такая методика определения коэффициента фильтрации оказывается чрезвычайно долгой. Для построения графика зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора требуются длительные эксперименты при различных давлениях на одном из штампов, что для практических лабораторных испытаний чрезвычайно неудобно.

В связи с низкой эффективностью прямого метода определения коэффициента фильтрации в лаборатории фирмы «Геореконструкция» была разработана методика экспресс-анализа зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора. Суть методики заключается в следующем. На подготовительном этапе строится зависимость податливости подающей системы трубок от давления. Пример такой зависимости изображен на рис. 2.

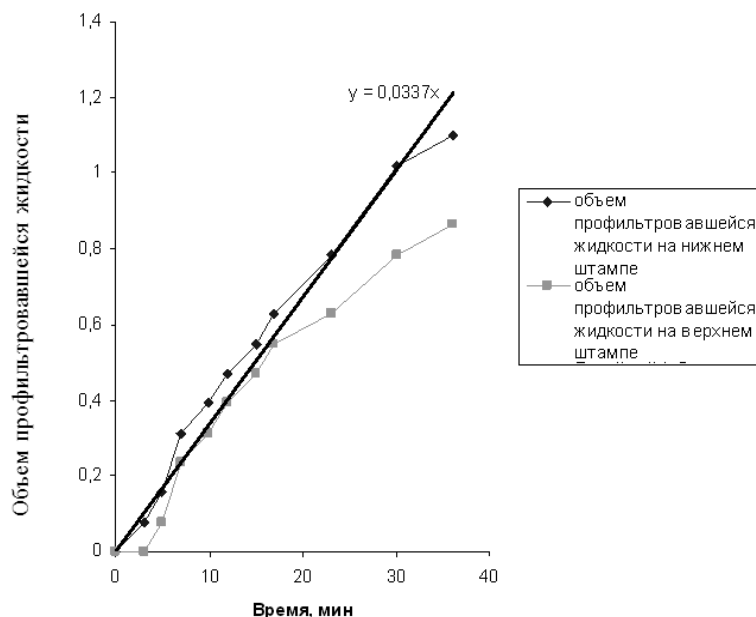


Рис. 1. Пример построения графика для определения фильтрации прямым методом для озерно-ледниковых текучих суглинков (lgIII) при градиенте напора 163.

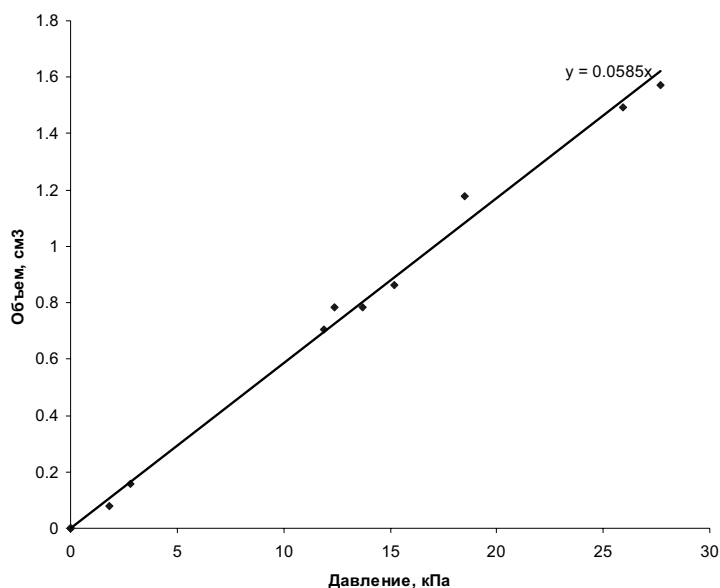


Рис. 2. Пример построения тарифовочной прямой для определения податливости подающей системы.

Как видно из рис. 2, зависимость имеет линейный характер, что позволяет связать давление в подающей системе с объемом воды в ней. После построения данной зависимости кран в подающей системе перекрывается и ведется наблюдение за рассеянием порового давления в подающей системе. Зависимость между объемом жидкости в этой системе и давлением позволяет вычис-

лить объем профильтровавшейся жидкости по падению давления. В этом случае появляется возможность оценить достаточно малые изменения объема жидкости (менее 0.1 см^3). Кроме того, в процессе рассеяния давления в подающей системе фильтрация происходит при различных градиентах порового давления, что позволяет сразу построить весь график зависимости коэффициента фильтра-

ции от градиента напора.

Тестирование данной методики измерения коэффициента фильтрации выполнялось на пастах, изготовленных из кембрийской глины. Такие искусственно приготовленные образцы обладают достаточно низким коэффициентом фильтрации. Результаты по двум сериям экспериментов приведены на рис. 3. В первой серии (опыт 1) был выполнен один эксперимент по измерению коэффициента фильтрации по рассеянию порового давления и несколько прямых измерений коэффициента фильтрации при различных давлениях на нижнем штампе (а, следовательно, при различных градиентах напора). Во второй серии на другом образце было выполнено два опыта (опыты 2, 3) по измерению коэффициента фильтрации по рассеянию порового давления и также несколько прямых измерений коэффициента фильтрации при

различных давлениях на нижнем штампе. Результаты серии опытов достаточно хорошо коррелируют друг с другом (рис. 3). По этой серии опытов видно, что даже в глинистом грунте, не имеющем природной структуры (искусственно приготовленная глинистая паста), ярко проявляется нелинейный характер зависимости скорости фильтрации от градиента напора. При малых градиентах напора коэффициент фильтрации резко уменьшается. Физически наиболее корректным, по всей вероятности, является описание зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора некоторой нелинейной функцией. При градиентах напора менее 50 коэффициент фильтрации падает до величин менее 10^{-5} м/сут. Измерение коэффициента фильтрации при меньших величинах градиента проблематично.

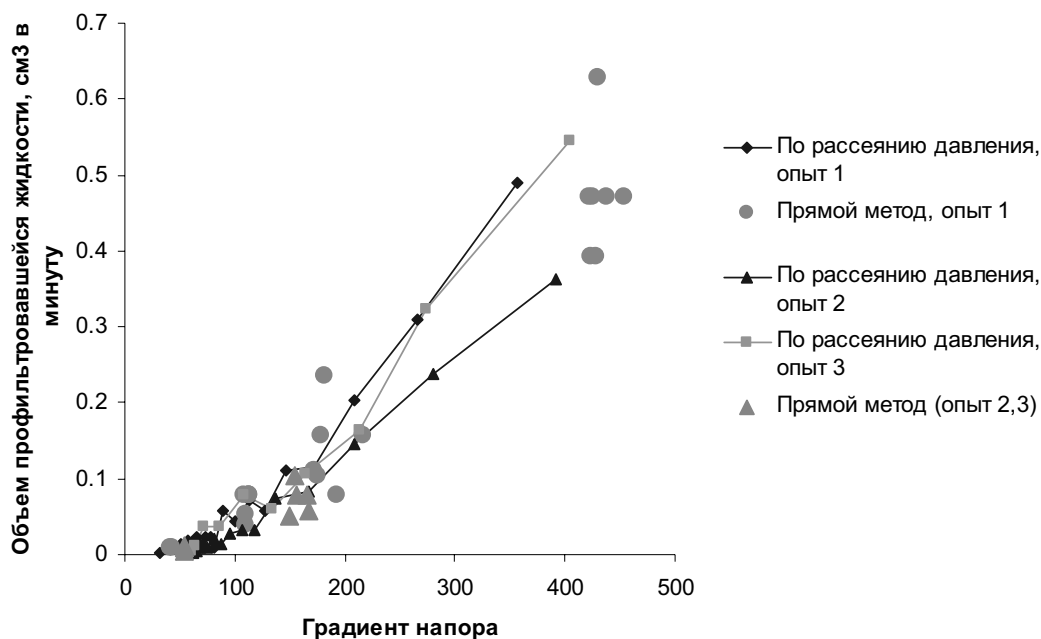


Рис. 3. Сравнение скорости фильтрации при измерении по различным методикам

Разработанная методика определения коэффициентов фильтрации при различных величинах градиентов напора применялась в практике лабораторных испытаний грунтов на реальных объектах. При этом во всех испытаниях для проверки корректности ускоренного метода определения коэффициента фильтрации выполнялись проверки определения коэффициента фильтрации путем непосредственного измерения объема профильтровавшейся жидкости. На рис. 4 и

5 приведены примеры определения коэффициентов фильтрации при различных градиентах для слабых озерно-ледниковых суглинков и для отложений морены.

Для слабых озерно-ледниковых суглинков по прямому методу определения коэффициента фильтрации при градиентах 163 и 256 были получены значения коэффициента фильтрации $1...1.5 \cdot 10^{-4}$ м/сут. Как видно из рисунка 4, при градиентах напора около 160...250 кПа коэффициент фильтрации,

полученный по рассеянию давления, составляет $0.5...1.7 \cdot 10^{-4}$ м/сут, что достаточно хорошо коррелирует с прямым методом. При градиентах менее 50 фильтрация, по всей вероятности практически не происходит, что соответствует эмпирической формуле для начального градиента, полученной Р.Э. Дашко $I_{нфк} = 100\sqrt{M_c}$, где M_c – содержание глинистой фракции в относительных долях [1]. При среднем содержании глинистой фракции около 30% градиент начала фильтрационной консолидации по формуле Р.Э. Дашко составляет около 50.

На рис. 4 и 5 представлена аппроксимация полученных выше графиков зависимости коэффициента фильтрации от градиента

напора. В качестве аппроксимирующей функции принята степенная зависимость следующего вида:

$$K_\phi = A \cdot I^B \quad (1)$$

Это уравнение может хорошо описать как нелинейную зависимость, так и её частные случаи:

- линейную зависимость от градиента I при $B = 1$;
- постоянный коэффициент фильтрации при $B = 0$.

Указанная зависимость не связана с понятием начального градиента, однако, при малых значениях градиента величина коэффициента фильтрации становится крайне незначительной.

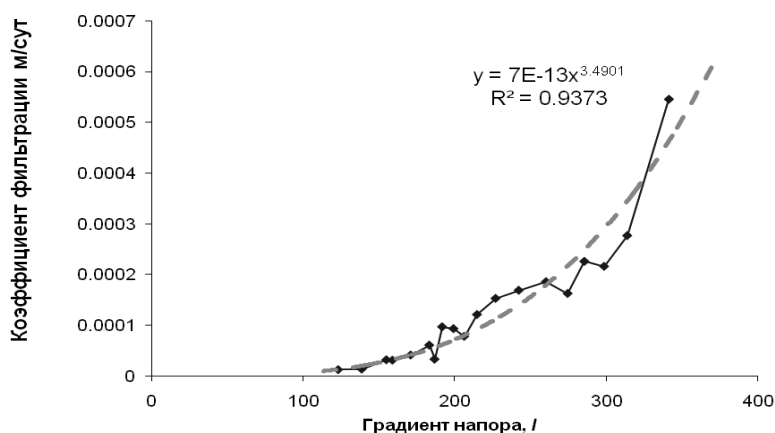


Рис. 4. Аппроксимация зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора для озерно-ледниковых отложений (суглинки текущие гIII).

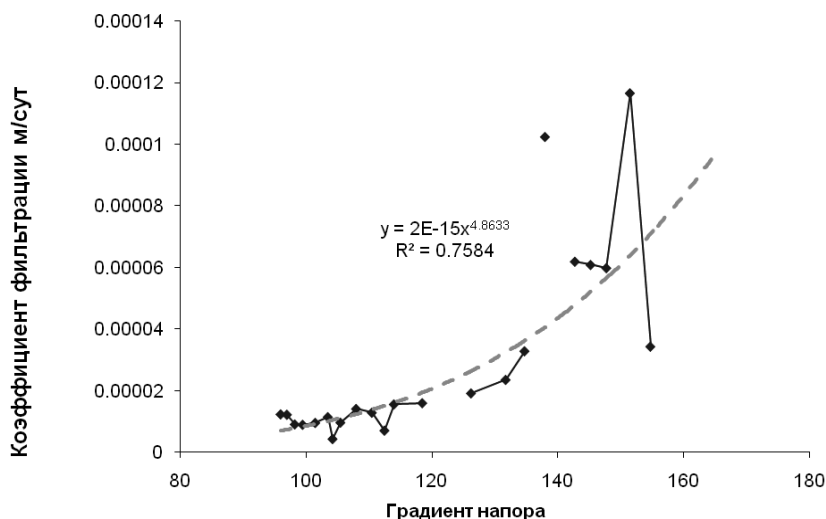


Рис. 5. Аппроксимация зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора для моренных отложений (супеси пластичные gIII).

Вычисление эффективных давлений в толще грунта в любой момент времени t базируется на положении о равенстве объема q отжимаемой из грунта воды на некоторой глубине z под нагрузкой p уменьшению пористости грунта n при его уплотнении:

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -\frac{\partial n}{\partial t} \quad (2)$$

В соответствии с законом Дарси, расход воды можно определить как $q = K_\phi I$, что при постоянном коэффициенте фильтрации приводит к известному уравнению К. Терцаги. Чтобы учесть переменность коэффициента фильтрации по глубине, необходимо производную от расхода q вычислять как производную произведения функций:

$$\frac{\partial q}{\partial z} = K_\phi \frac{\partial I}{\partial z} + I \frac{\partial K_\phi}{\partial z} = \frac{K_\phi}{\gamma_w} \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} + \frac{\partial p}{\partial z} \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial K_\phi}{\partial z} \quad (3)$$

Вычислив производные с учетом предложенной зависимости (1) и преобразовав выражения, получим:

$$c_v(1+B) \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} = \frac{\partial p}{\partial t} \quad (4)$$

где

$$c_v = \frac{K_\phi}{\gamma_w \cdot m_v} = \frac{AI^B}{\gamma_w \cdot m_v} = \frac{A}{\gamma_w \cdot m_v} \cdot \left(\frac{\partial p}{\partial z} \frac{1}{\gamma_w} \right)^B \quad (5)$$

Полученное нелинейное дифференциальное уравнение в частных производных (4) будем решать численно методом конечных разностей (методом сеток). Граничными

условиями задачи являются заданное начальное распределение напряжений в грунте от приложенной нагрузки или собственного веса, а так же наличие дренирующей поверхности.

Так как процесс консолидации носит затухающий во времени характер, то шаг сетки по времени принят не постоянным, а увеличивающимся по степенной зависимости $t_i = dt_0 \cdot a^i$, где i – номер шага для решения по времени, dt_0 и a – коэффициенты, подбираемые опытным путем для получения сходимости решения и необходимого периода времени.

Рассмотрим задачу о консолидации толщи четвертичных отложений под собственным весом для одной из реальных строительных площадок на территории Санкт-Петербурга с учетом нелинейной зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора (1). Исходные данные для расчета приведены в табл. 1.

Таблица 1. Данные по принятым в расчете инженерно-геологическим условиям.

Номер	Мощности от поверхности, м	Модули деформации, кПа	Угол внутр. трения	Удельные веса слоев, кН/м3	К-т фильтрации А,	К-т фильтрации В
mIV	2	5000	21	19.7	1E-10	2.0
lgIII	10	8000	6	19.7	1E-12	3.5
gIII	18	16000	21	19.7	1E-15	4.1

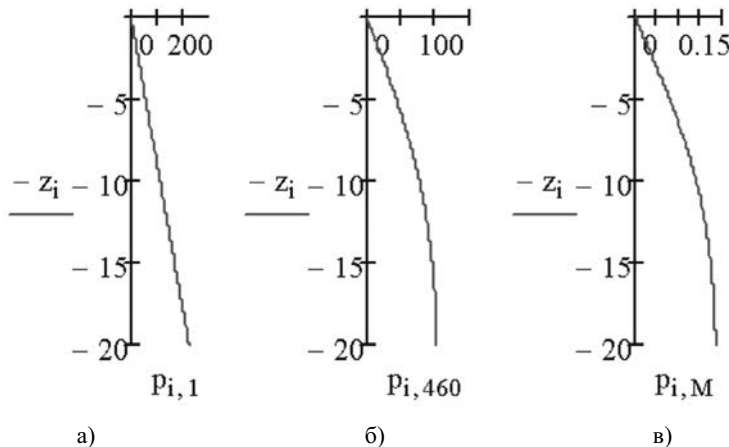


Рис. 6. Зависимость избыточного порового давления p (кПа) от глубины z (м) на различные моменты времени: а – на начальном этапе; б – 1 млн. лет; в – 20 млн. лет.

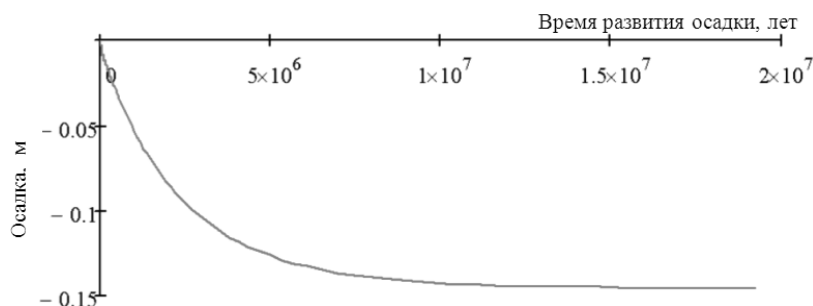


Рис. 7. График развития осадок уплотнения толщи четвертичных отложений во времени.

Из рис. 7 видно, что консолидация происходит в течение весьма длительного периода, консолидация в 90% будет достигнута за 5.8 млн. лет. Учитывая средний возраст озерно-ледниковых отложений порядка 10...20 тыс. лет, на данный момент процесс консолидации данных грунтов завершен менее чем на 0.1%. Таким образом, по традиционной классификации данные грунты могут быть охарактеризованы как недоуплотненные, однако не проявляющие заметной консолидации в течение обозримого периода времени. При решении строительных задач состояние данных грунтов можно считать практически стабильным, а уплотнение следует рассматривать в геологических масштабах времени. На квазистабильное недоуплотненное состояние глинистых грунтов указывает также факт отсутствия увеличения сопротивления сдвигу с глубиной в четвертичных отложениях в рамках слоя одного генезиса, что наглядно проявляется при статическом зондировании и при испытании крыльчаткой. Действительно, если предположить, что в пределах времени существования отложений произошла их заметная консолидация, с увеличением глубины должно наблюдаться заметное увеличение плотности и уменьшение влажности даже в пределах одного слоя. Однако для инженерно-геологических условий Петербурга для слоев четвертичных отложений характерно относительное постоянство плотности-влажности с глубиной. Естественно предположить, что уплотнение отложений происходило до тех пор, пока уменьшение коэффициента фильтрации не приводило к практическому прекращению их консолидации.

Предположение о квазистабильном недоуплотненном состоянии глинистых грунтов вполне соответствует представлению о процессе образования таких отложений, сформулированному Н.Н. Масловым [2]:

«процесс уплотнения может идти лишь до некоторого предела, определяемого влиянием характерного для данной обстановки начального градиента. Этот предел представляет собой, в свою очередь, величину плотности-влажности грунта, остающуюся постоянной по глубине толщи».

Таким образом, при строительных расчетах осадок зданий и сооружений представляется необходимым реально оценивать возможность развития деформаций уплотнения слабофильтрующих глинистых грунтов с учетом нелинейной зависимости коэффициента фильтрации от градиента напора. В соответствии с выполненной оценкой объемные деформации глинистых грунтов, характерных для Санкт-Петербурга, в значительной степени затруднены в связи с их низкой водопроницаемостью и происходят в течение длительного промежутка времени. В связи с этим при расчете осадок зданий и сооружений особое внимание представляется необходимым уделять деформациям формоизменения [6].

ЛИТЕРАТУРА:

- Дашко Р.Э. Инженерно-геологический анализ процесса консолидации водонасыщенных глинистых пород // *Инженерная геология*, 1981. №1
- Маслов Н.Н. *“Механика грунтов в практике строительства”* М. 1977 г.
- Цытович Н.А. *“Механика грунтов”* М. 2009 г.
- Б.И. Далматов *“Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений”* СПб.-М. 1999 г.
- С.А. Роза. Осадки гидротехнических сооружений на глинах с малой влажностью. *“Гидротехническое строительство”* №9, 1950 г.
- В.М. Улицкий, К.Г. Шашкин, А.Г. Шашкин, М.А. Лучкин *“Расчет осадок зданий на слабых глинистых грунтах с учетом развития деформаций сдвига во времени” // Развитие городов и геотехническое строительство, №11, 2007 г.*

Секция 1b

**Глубокие выемки, подпорные конструкции,
«стены в грунте»**

**Тоннели для подземной транспортной
инфраструктуры и других сетей**

**Глубокие выемки,
подпорные конструкции,
«стены в грунте»**

Определение горизонтальных перемещений верха ограждения котлована

А.А. Аникин, А.И. Мороз, М.С. Наймагон, В.С. Жашков

ОАО «НИЦ «Строительство» – НИИОСП им. Н.М. Герсевича, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье дано описание конструктивных усовершенствований уклономера с пузырьковой камерой, позволяющих расширить область его применения, повысить точность измерений, а также проводить мониторинг ограждений в любое время суток и года. Приведены результаты натурных измерений горизонтальных деформаций ограждения котлована консольной схемы, выполненного способом «стена в грунте»

В большинстве случаев вертикальные деформации ограждающих конструкций, если они не предусмотрены проектом для использования в качестве фундаментов, не определяются, и главное внимание уделяется регистрации смещений ограждений в сторону котлована, как по требованиям техники безопасности, так и в отношении защиты сооружений от дополнительных осадок в зоне влияния строительства. Для мониторинга горизонтальных перемещений верха ограждения котлованов применяются геодезический, лазерный, инклинометрический и другие методы. Однако в условиях плотной городской застройки, при отсутствии свободной площади вблизи ограждения котлована, при размещении в котловане сооружений конструкций, механизмов и т.п. резко ограничивается возможность использования перечисленных выше способов.

Тем не менее, горизонтальные перемещения ограждающих котлован конструкций определяют, в том числе, с помощью регистрации перемещений марок, установленных в верхней части (например, Петрухин, Шулатьев, 2008). Однако наиболее эффективным средством контроля являются прямые измерения. Поэтому в НИИОСП был разработан относительно простой способ определения горизонтальных перемещений верха ограждения в заранее выбранных сечениях с автономным нулевым отсчетом горизонта

для каждого сечения.

Способ является разновидностью инклинометрического метода и основан на инструментальном определении дополнительных угловых деформаций верха ограждения котлована, с последующим пересчетом угловых деформаций в линейные горизонтальные перемещения. Для регистрации угловых деформаций был использован уклономер заводского изготовления, который после усовершенствования позволял в полевых условиях определять приращения угловых перемещений конструкции с точностью $1 \cdot 10^{-4}$ рад. Такая точность достигнута за счет оснащения прибора дополнительными элементами, основными из которых являются самоцентрирующиеся конические втулки, предложенные и используемые в способе мониторинга дефектов (Репников, Мороз, Аникин, 2001), оптическое устройство с подсветкой, а также измерительная база с опорами.

Разработанный метод был использован при определении горизонтальных перемещений шпунтового ограждения котлованов и креплений котлованов, выполненных способом «стена в грунте», при строительстве жилых многофункциональных комплексов в г. Москве, в частности, на Крестьянской заставе, Севастопольском проспекте, проспекте Будённого, 10-й Парковой ул. и других объектах. Он применим к случаю,

когда ограждение работает по схеме консоли в период откопки котлована с оставлением ограждающих берм до установки подкосов между ограждением котлована и фрагментом фундаментной плиты.

1. Технические характеристики уклономера

Уклономер (рис.1) пузырькового типа представляет собой прибор, предназначенный для определения приращений уклонов какой-либо конструкции за период между наблюдениями.

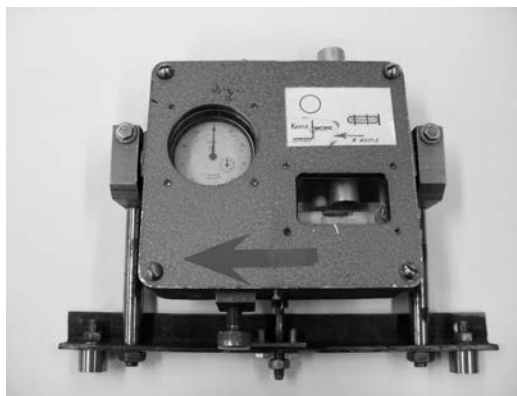


Рис.1. Вид усовершенствованного уклономера

Измерительными элементами уклономера являются пузырьковая камера и индикатор часового типа с ценой деления 0,01мм, которые кинематически связаны между собой. Пузырьковая камера расположена на поворотном коромысле, положение которого регулируется винтом. При проведении текущего измерения в начале периода измерения камера устанавливается в горизонтальное положение, признаком которого является расположение пузырька между рисками в центре окна камеры. Установленное положение камеры фиксируется индикатором с точностью $\pm 0,01$ мм. Если конструкция, на которой установлен уклономер, претерпевает угловые деформации, то в конце периода при повторной установке уклономера на то же место произойдет смещение уровня камеры. С помощью регулировочного винта уровень камеры возвращается в горизонтальное положение, и величина этого возврата регистрируется индикатором. По величине разности показаний индикатора определяется приращение

угла крена конструкции за период времени Т. В заводском исполнении предусмотрен контроль положения пузырьковой камеры через боковое окно в корпусе уклономера.

Практика использования такого уклономера в полевых условиях показала, что источниками возможных погрешностей при применении уклономера с пузырьковой камерой могут быть: люфты в механизме, связывающем индикатор и уровень, и в узле опирания уклономера на конструкцию; точность установки условного нулевого положения уровня пузырьковой камеры. Поэтому необходимо было внести ряд усовершенствований, повышающих точность перевода пузырьковой камеры в горизонтальное положение и фиксации положения пузырька относительно мерных рисок, возможность выполнения отсчетов в условиях плохой освещенности и т.п.

Модификация уклономера (рис.2) заключалась в усовершенствовании контроля перемещения пузырька в камере (3) в горизонтальном уровне с помощью оптической насадки (4), выходящей за пределы корпуса (1), которая позволила вести наблюдение фрагмента пузырьковой камеры с пятикратным увеличением по сравнению с прибором заводского изготовления. Наблюдение за перемещениями пузырька между мерными рисками камеры в увеличенном виде снижает возможность ошибки, позволяя устанавливать пузырек в положение до границы риски. Автономная подсветка (5) шкалы, выполненная при усовершенствовании прибора, обеспечивает проведение измерений в любое время суток.

В процессе усовершенствования уклономера выработано правило установки уровня в горизонтальное положение, согласно которому уровень считается установленным горизонтально, если пузырек камеры касается средней риски уровня (рис.3)

Кроме того, была выполнена проверка всех узлов передаточного механизма, связывающего перемещение пузырьковой камеры (3) с выдвижным штоком индикатора уклономера, и устранены источники погрешностей, связанных с определением положения камеры по индикатору (2).

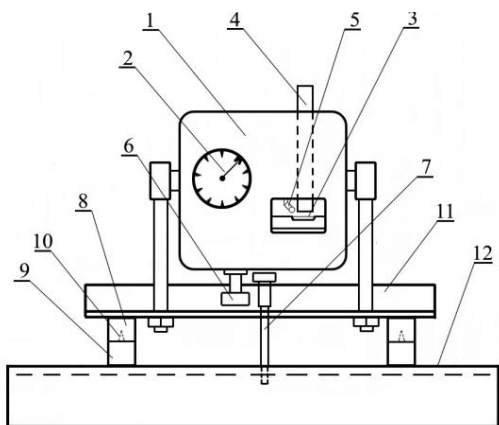


Рис.2. Схема соединения уклономера с опорной базой: 1 – корпус уклономера, 2 – индикатор, 3 – пузырьковая камера, 4 – оптическая насадка, 5 – лампочка фонаря, 6 – винт наклона пузырьковой камеры, 7 – прижимной винт, 8 – направляющий конус, 9 – фиксирующее гнездо опорной базы, 10 – конус, 11 – рама уклономера, 12 – опорная база

Важным элементом модификации уклономера явились приспособления (7...10), обеспечивающие установку уклономера точно в одно и то же положение при повторных измерениях без люфтов на опорную базу (11), жестко закрепленную в горизонтальном положении на верхнем торце конструкции, которые уменьшили погрешности, связанные с установкой уклономера на сооружение. В натурных условиях при мониторинге крепления опорная база крепится при помощи сварки к арматуре каркаса стены ограждения или заанкеривается в конструкцию. Для обеспечения точной посадки опорных втулок рамы уклономера опорная база снабжена двумя цилиндрическими опорами с конусами.

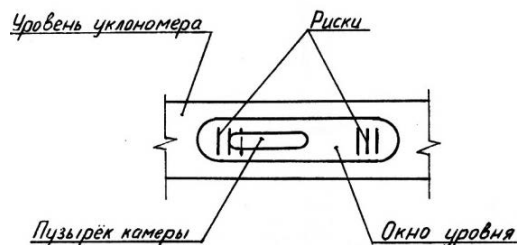


Рис.3. Расположение пузырька относительно рисок камеры для условного горизонта уровня

Критерием отсутствия погрешностей яв-

лялась стабильность показаний индикатора с точностью до одного деления при многократных повторениях установки уклономера на базу. Результаты испытаний показали, что при числе повторений, равном 15, не было зарегистрировано ни одного отсчета, отличающегося от начального более чем на одно деление.

Для определения погрешности усовершенствованного уклономера при различных углах наклона опорной балки был изготовлен стенд (рис.4), на котором были выполнены исследования соответствия угловых перемещений опорной базы угловым перемещениям уклономера (1) по показаниям индикатора, регистрирующего положение пузырьковой камеры. Установка содержала жесткую стальную балку (2), опирающуюся на две опоры, одна из которых шарнирная (3), а вторая – подвижная (может перемещаться в вертикальной плоскости с помощью винта (4)). Величина вертикальных перемещений подвижной опоры контролировалась вторым (независимым) индикатором часового типа (5) с точностью 0,01мм.

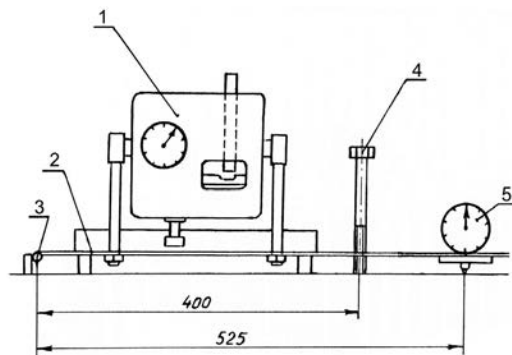


Рис.4. Стенд для оценки точности уклономера: 1 – уклономер, 2 – опорная балка, 3 – шарнирная опора, 4 – винт регулировки положения балки, 5 – контрольный индикатор

На стенде угловые перемещения балки, длина которой от оси шарнира до индикатора равна 525мм, измерялись с точностью $0,01\text{мм}/525\text{мм} = 0,000019\text{рад}$. На этой же балке был жестко закреплен усовершенствованный уклономер, с помощью которого независимо определялись приращения наклона балки. Проверка проводилась в три ступени с поворотом балки по и против

часовой стрелке на угол $1,9 \cdot 10^{-3}$ рад. Результаты одного из испытаний приведены в таблице 1, где приняты следующие обозначения:

Таблица 1. Результаты проверки точности прибора

n_1	Δn_1	n_2	Δn_2	α , рад $\cdot 10^{-3}$	$\alpha/\Delta n_2$, рад
500	0	132		0	$1,1 \cdot 10^{-4}$
400	100	149	17	1,905	
300	200	168	19	3,809	$1,1 \cdot 10^{-4}$
400	100	149	19	1,905	$1,1 \cdot 10^{-4}$
500	0	132	17	0	$1,1 \cdot 10^{-4}$
600	-100	111	21	-1,905	$0,91 \cdot 10^{-4}$
700	-200	0,91	20	-3,809	$0,93 \cdot 10^{-4}$
600	-100	111	20	-1,905	$0,91 \cdot 10^{-4}$
500	0	130	19		$1,02 \cdot 10^{-4}$

n_1 – отсчет по независимому индикатору (5);

Δn_1 – приращение перемещений между двумя последовательными измерениями в месте расположения индикатора (5);

n_2 – отсчет по индикатору уклономера (2);

Δn_2 – приращение отсчетов по индикатору (2) уклономера (1) между смежными измерениями;

α – угол поворота балки в рад.

В столбце $\alpha/\Delta n_2$ указана цена деления индикатора уклономера, полученная на основе фактических углов поворота балки при испытании на стенде, откуда следует, что средняя цена деления индикатора α уклономера составила $\alpha = 1,01 \cdot 10^{-4}$ (рад).

Кроме того, были проведены исследования возможной погрешности, обусловленной установкой уклономера с монтажной рамкой на гнезда опорной балки. Многократные повторения (15 раз) установки уклономера на произвольно выбранные из партии опорные балки не обнаружили дополнительных погрешностей в измерении углов, превосхо-

дящих по величине 1 деление индикатора.

2. Расчет горизонтальных перемещений

Возможность использования уклономера для определения горизонтальных перемещений верха шпунтового ограждения основывается на аналитической зависимости между угловыми и линейными деформациями в элементах строительных конструкций при их нагружении внешними силами. Эти вопросы подробно рассмотрены в курсах строительной механики и сопротивления материалов для различных конструкций, в том числе и консольных.

Ограждающие конструкции котлованов при отсутствии распорных элементов можно рассматривать как консоли с защемлением в грунте, нагруженные горизонтальным активным давлением от бортов котлована. Из многочисленных экспериментальных исследований известно, что точка защемления обычно находится на расстоянии $2/3$ величины h заглубления в грунт.

При активном давлении, распределенном по глубине массива по треугольнику, горизонтальное смещение f и угол поворота θ конца крепления составляют:

$$f_{\max} = \frac{q_0 l^4}{30EI} \quad (1)$$

$$\theta_{\max} = \frac{q_0 l^3}{24EI} \quad (2)$$

где q_0 – горизонтальное распределенное давление в месте заделки; l – длина консоли; E – модуль упругости материала ограждения; I – момент инерции.

Из выражений (1) и (2) определим соотношение между углом поворота свободного конца консоли и его линейным горизонтальным перемещением

$$f_{\max} = \frac{4}{5} l \theta_{\max} \quad (3)$$

Из (3), в частности, можно определить величину горизонтального перемещения ограждения, соответствующую разрешающей способности уклономера. Для расчетной величины заглубления ограждения, равной 6,5 м, получим

$$f_{\text{гор}} = 0,8 \times 650 \cdot 10^{-4} \text{ см} = 5,2 \cdot 10^{-2} \text{ см}$$

Схема поворота ограждения зависит от параметров ограждения. Если ограждение претерпевает угловые деформации с поворотом на угол θ как жесткое целое, то

$$f_{\text{гор}} = \rho \theta_1 \cdot \cos \theta_1$$

При малых θ_1 $\cos \theta_1 \sim 1$, поэтому

$$f_{\text{гор}} = \rho \theta_1 \quad (4)$$

где ρ – расстояние от места определения горизонтальных перемещений до точки поворота ограждения в грунтовой заделке.

Учитывая глубину заделки ограждения ниже отметки дна котлована на величину h и расположение точки поворота на глубине $\sim 2/3h$, горизонтальные перемещения составят:

$$f_{\text{гор}} = \left(H + \frac{2}{3} h \right) \theta_1 \cdot \cos \theta_1 \approx \left(H + \frac{2}{3} h \right) \theta_1 \quad (5)$$

где H – глубина котлована.

Угол θ_1 представляет величину приращения в радианах между базовым (нулевым) циклом измерений и текущим циклом мониторинга.

Предположение о деформации ограждающей котлован конструкции по схеме поворота как жесткого целого справедливо при малых угловых перемещениях, когда происходит обжатие грунта на участках возникновения пассивных давлений в грунтовой заделке при начале реализации активного давления. Уместно отметить, что в этом случае характер распределения активного давления значения не имеет (распределенная по какому-то закону нагрузка, сосредоточенные силы и т.д.).

Гибкость ограждения котлована необходимо учитывать при увеличении активного давления, которое обычно принимается распределенным по глубине в пределах H в виде треугольника. В этом случае зависимость линейных горизонтальных перемещений от угловых определяется выражением:

$$f_{2\text{гор}} = 0,8 \rho \theta_2 \cdot \cos \theta_2 \approx 0,8 \rho \theta_2 \quad (6)$$

Если деформация ограждения происходит по схеме гибкой консоли и упругой

заделки, то полная величина перемещения верха ограждения котлована составит:

$$f_{\Pi} = f_1 + f_2 = \rho \theta_1 + 0,8 \rho \theta_2 \quad (7)$$

Очевидно, что с увеличением жесткости консоли вторая составляющая $f_2 \rightarrow 0$ и $f_{\Pi} \approx \rho \theta_1$.

При абсолютно жесткой заделке к нулю стремится первая составляющая, и горизонтальные перемещения окажутся равными $f_{\Pi} \approx 0,8 \rho \theta_2$.

Выражение (7) может быть переписано в виде:

$$f_{\Pi} = 0,8 \rho (\theta_1 + 0,25 \theta_1 + \theta_2) = 0,8 \rho \theta_{\Pi} + 0,25 \theta_1 \quad (8)$$

где $\theta_{\Pi} = \theta_1 + \theta_2$ – полные угловые деформации, регистрируемые уклономером.

3. Проведение измерений

Проведение измерений с помощью уклономера начинается с выбора сечений, в которых будут устанавливаться опорные базы для проведения измерений. Количество точек мониторинга зависит от размеров котлована, его конфигурации и др. Если ограждение котлована выполнено из металлического шпунта или закручивающихся металлических труб, то опорные базы привариваются непосредственно к трубам (шпунту). Если ограждение котлована выполнено способом «стена в грунте», то опорные базы привариваются к арматуре каркаса или заанкериваются в бетон.

Опорные конуса на базах, на которые устанавливается уклономер, в период между наблюдениями закрываются защитными крышками, крепящимися болтами к опорным базам (швеллерам) с целью защиты от механических повреждений, атмосферных осадков, пыли, грязи (рис. 5).

На рис. 6 приведены фотографии участка ограждения котлована с закрепленной опорной базой, на которой установлен уклономер, при проведении очередных измерений приращений угловых деформаций «стены в грунте» при строительстве жилого дома по адресу: г. Москва, Гранатный пер., д.6. Результаты измерений показаны

ли, что с мая по октябрь 2008г. максимальные перемещения верха ограждения котлована составили 7,395мм.

В то же время на рис.7 приведены результаты измерений уклономером горизонтальных перемещений ограждения котлована при строительстве жилого дома в г. Москве на 10-й Парковой улице в период 2008 – 2009 гг., устроенного другим способом.



Рис.5. Опорная база с защитными крышками



Рис.6. Уклономер, установленный на «стене в грунте»

Крепление котлована глубиной 8 м было выполнено из двутавров, помещенных в пробуренные скважины. Анализ зарегистрированных горизонтальных перемещений верха ограждения котлована показал, что эти перемещения обусловлены деформациями шпунтового ограждения от активного давления грунта и особенностями как самого ограждения, так и способом его возведения. В первый период наблюдения, когда обвязочный пояс еще не был замкнут, а грунт –

разработан на всю глубину, произошли перемещения более 50 см. В дальнейшем, после того, как был замкнут обвязочный пояс и установлены расстрелы и подкосы, регистрировали незначительные перемещения, которые были обусловлены сопутствующими факторами: температурными, технологическими (установкой расстрелов, демонтажем поясов и др.) и т.д.

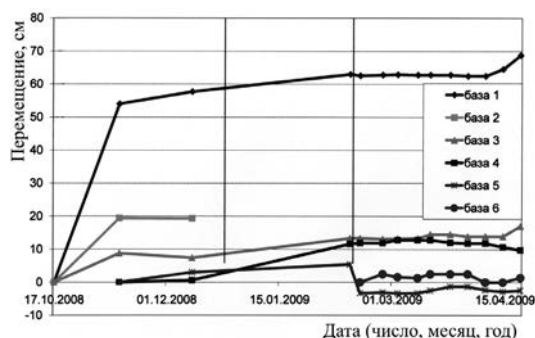


Рис. 7. Горизонтальные перемещения шпунтового ограждения котлована

Вывод. Разработанный способ мониторинга ограждений котлованов, работающих по консольной схеме, позволяет оперативно и автономно регистрировать с высокой точностью горизонтальные перемещения, вызванные не только активным давлением грунта, но и другими факторами, в том числе температурными, технологическими, производственными и др.

ЛИТЕРАТУРА.

- Петрухин В.П., Шулятьев О.А. 2008. Геотехнические особенности строительства московского международного делового центра (ММДЦ) «Москва – СИТИ». *Труды междунар. конф. по геотехнике "Развитие городов и геотехническое строительство"*. Том 3, с.29 -65.
- Репников Л.Н., Мороз А.И., Аникин А.А. Совершенствование средств мониторинга дефектов в практике обследований зданий и сооружений. // *Труды института "НИИОСП им. Н.М. Герсевича" – 70 лет*. М.: НИИОСП им. Н.М. Герсевича, 2001, с.231– 238.

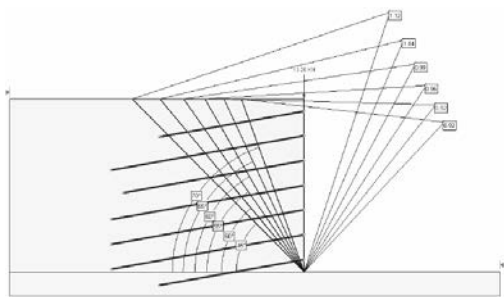


Figure 48.2 – Failure planes and corresponding safety factors

Рис. 3. Однопараметрическое семейство прямых – потенциальных ЛС

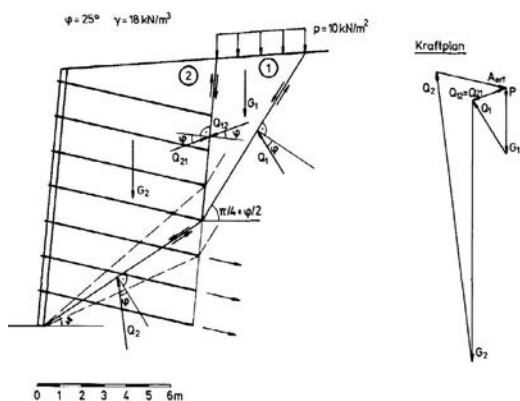


Рис. 4. Семейство линий скольжения при действии нагрузки на поверхности НГМ

Такие методы расчета НГМ копируют традиционную последовательность операций при оценке устойчивости (надежности) существующих откосов/склонов – грунтовых массивов (ГМ), которые устойчивы, т.к. существуют. Поэтому задача фактически сводится к оценке запаса их устойчивости. НГМ без нагелей изначально неустойчив.

Задачу проектирования и расчета НГМ можно значительно упростить, если воспользоваться обычной последовательностью проектирования зданий/сооружений: сначала задать форму, а затем на основе расчета подобрать арматуру. При этом объем вычислений можно резко сократить. Но для этого надо определить, где и какие нагели нужны, чтобы компенсировать дефицит прочности неустойчивого виртуального ГМ. Здесь глобальные оценки типа абсолютного минимума коэффициентов устойчивости непригодны – нужны локальные оценки. В этом отличие проектирования НГМ от проектирования зданий/сооружений, где «слабые места» либо известны, либо определяются

расчетом. Такие же «слабые места» можно найти и в неустойчивом ГМ для правильной установки нагелей.

Для решения этой задачи воспользуемся принципом гомогенизации (Sawicki, 2000), т.е. заменой локально неоднородного НГМ на локально однородный композит, в котором присутствие нагелей отождествим с приращением внутреннего сцепления Δc в дополнение к природному сцеплению грунта c . Величина Δc (в дальнейшем «дефицит сцепления») такова, что фиктивное суммарное сцепление $c^* = c + \Delta c$ обеспечивает локальную прочность в заданной точке. Нужно определить распределение величин c^* , c и Δc в ГМ.

Для этого найдем семейство всех неустойчивых ЛС в изначально неустойчивом ГМ. Среди этого семейства есть, по крайней мере, одна критическая ЛС, на которой достигается абсолютный минимум коэффициента запаса устойчивости. Этот минимум определяется точно так же, как это делается при оценке устойчивости природных ГМ. Разница лишь в том, что у существующего ГМ этот коэффициент больше единицы, а у виртуального ГМ – меньше единицы.

Семейство неустойчивых ЛС имеет границу – огибающую этого семейства с коэффициентом устойчивости, равным допустимому значению. Огибающая ограничивает зону неустойчивости, которую надо укрепить нагелями, а протяженность этой зоны определяет длину нагелей. Чтобы определить параметры нагелей нужно найти распределение Δc вдоль всех неустойчивых ЛС. Для этого необходимо выбрать расчетную схему предельного состояния ГМ.

Наихудшей с точки зрения прочности НГМ будет и самая простая схема: тело обрушения разбивается вертикальными плоскостями на отсеки, которые не взаимодействуют друг с другом. Вес каждого отсека уравновешен суммой сопротивления по его подошве и сопротивления нагелей. Необходимая прочность нагеля в точке ЛС определяется по дефициту Δc в этой точке.

Описанный метод расчета по сложности и трудоемкости не отличается от метода расчета неармированного ГМ, но дает не только критическую ЛС, но и все другие ЛС из зоны неустойчивости (их параметры сохраняются в матрице).

Поскольку полученное распределение Δc неравномерно, то можно запроектировать

систему нагелей с неравномерно распределенными параметрами, эта система оптимальна по прочности. По условиям технологии сечения нагелей должны быть унифицированы переменными могут быть только длина и шаг, поэтому сечения и тип нагелей можно принять одинаковыми по наилучшему варианту, т.е. по максимуму дефицита сцепления $\Delta c_{max} = \max(\Delta c)$. Возможны и другие пути.

Ниже даны формулы и программа расчета на компьютере, реализующие описанный подход.

2. ОДНОРОДНЫЙ ВЕРТИКАЛЬНЫЙ ОТКОС С ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ

Условие устойчивости НГМ эквивалентно отсутствию давления на практически несущую облицовку, которая лишь не дает вывалиться грунту между слоями нагелей. Это позволяет использовать известные простые формулы расчета в предположении о нулевом активном давлении грунта на облицовку. Эти формулы дают возможность запроектировать НГМ без поиска критической линии скольжения.

Если на поверхности вертикального откоса приложена равномерная нагрузка q , то устойчивость такого откоса обеспечена, если его высота H меньше критической высоты H_0 :

$$H < H_0 = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{\gamma(1 - \sin \varphi)} - \frac{q}{\gamma} \quad (1)$$

С помощью неравенства (2) можно определить, например, допустимую высоту нижнего яруса возводимого НГМ, который по условиям поэтапной технологии оказывается временно неармированным и необлицованным. Если условие (2) не выполняется, то нужны специальные мероприятия по укреплению нижнего яруса, например устройство берм.

Если при тех же условиях высота откоса $H > H_0$, то такой откос будет устойчив, если его укрепить нагелями, скомпенсировав дефицит сцепления, определяемый по формуле:

$$\Delta c = \frac{1 - \sin \varphi}{2 \cos \varphi} \gamma(H - H_0) = \frac{\gamma(H - H_0)}{2\sqrt{K_a}} \quad (2)$$

Вертикальный НГМ высотой H устойчив, если нагели расположены горизонтально по

сетке с размером ячейки $b \cdot h$ и имеют прочность T на разрыв/выдергивание из грунта такую, что выполняется условие

$$H = \frac{2T}{\gamma b h} K_a \quad (3)$$

Расчеты по формулам (1-3) близки к известному методу (Wulschlager, 1988).

3. ОТКОС С НАКЛОННОЙ ПОВЕРХНОСТЬЮ

В более общем случае (откос с наклонной передней и верхней гранями) для определения Δc можно воспользоваться формулой активного грунта давления на подпорную стену:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2 \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta)}, \quad (4)$$

где α – угол наклона поверхности массива; β – угол наклона передней грани (при $\beta > 0$ передняя грань имеет отрицательный наклон); δ – коэффициент трения грунта о подпорную стену, облицовка несущая, поэтому $\delta = 0$.

Легко видеть, что расчеты с помощью формул, основанные на принципе дефицита сцепления намного проще традиционных (рис. 2, 3).

4. УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСА, УКРЕПЛЕННОГО НАГЕЛЯМИ

Пусть планируется устройство откоса с углом A к горизонтали в условиях плоской задачи. Для обеспечения устойчивости этого откоса его необходимо укрепить нагелями. Возьмем произвольную ЛС и разобьем опирающийся на нее массив на вертикальные отсеки. Параметры нагелей выбираем при условии, что предельное равновесие каждого отсека будет обеспечено отсутствием или равновесием межотсековых сил и выполнением закона Кулона вдоль отрезка дуги опирания, такое допущение идет в запас.

Сначала проведем процедуру *гомогенизации* (Sawicki, 2000), т.е. предположим, что НГМ состоит из *композитного материала*, устойчивый за счет внутреннего сцепления $c^* = c + \Delta c$, где дефицит сцепления Δc заменяет присутствие нагелей.

Пусть T – прочность нагеля на разрыв. В вертикальной плоскости на один нагель

приходится площадь ΔS . При размещении нагелей параллельно другу по сетке с шагом b по горизонтали и h по вертикали $\Delta S = b \cdot h$. При иных видах размещения необходим расчет эквивалентных значений ΔS .

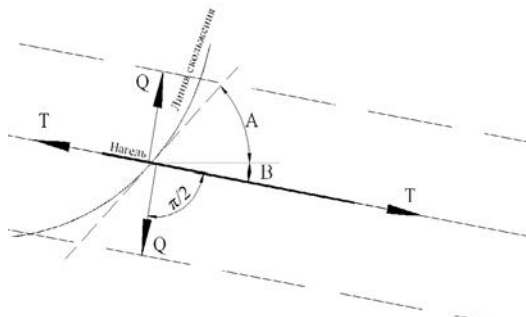


Рис. 5. Взаимное положение нагеля и линии скольжения

Введем обозначения, как показано на рис. 5. Пусть на один нагель приходится площадь ΔS в вертикальной плоскости. Предположим, что нагели разрушаются при достижении предельного равновесия на линии скольжения по Кулону.

Если известно распределение Δc в точке, то можно определить эквивалентную прочность нагеля в этой точке и наоборот. Покажем, как перейти от прочности нагеля T к эквивалентному дефициту сцепления Δc .

Заменим прочность нагеля на осевую силу T . Эта сила компенсирует дефицит Δc по подошве отсека, поэтому из закона Кулона следует

$$T \cdot [\sin(A+B) \cdot \operatorname{tg} \varphi + \cos(A+B)] = \Delta c \cdot \Delta S \cos B, \quad (6)$$

откуда

$$T = \frac{\Delta c \cdot \Delta S \cos B}{\sin(A+B) \cdot \operatorname{tg} \varphi + \cos(A+B)} = \frac{\Delta c \cdot \Delta S \cdot \cos B \cos \varphi}{\cos(A+B-\varphi)}. \quad (7)$$

или

$$\Delta c = \frac{T \cdot \cos(A+B-\varphi)}{\Delta S \cdot \cos B \cdot \cos \varphi}. \quad (8)$$

Нагель может разрушиться и от поперечной нагрузки. Если прочность нагеля на срез при действии поперечной нагрузки равна Q , то уравнение предельного равновесия отсека тела обрушения при отсутствии межотсековых сил имеет следующий вид:

$$Q \cdot [\cos(A+B) \cdot \operatorname{tg} \varphi + \sin(A+B)] = \Delta c \cdot \Delta S \cos B$$

Откуда аналогично формулам (7, 8)

$$Q = \frac{\Delta c \cdot \Delta S \cos B}{\cos(A+B) \cdot \operatorname{tg} \varphi + \sin(A+B)} = \frac{\Delta c \cdot \Delta S \cdot \cos B \cos \varphi}{\sin(A+B+\varphi)}, \quad (9)$$

$$\Delta c = \frac{Q \sin(A+B+\varphi)}{\Delta S \cdot \cos B \cdot \cos \varphi}. \quad (10)$$

5. ПОВЕДЕНИЕ НАГЕЛЯ ВНУТРИ НГМ

В грунте нагели испытывают действие осевых и поперечных сил. Очевидно, что жесткость нагеля на действие осевых нагрузок значительно больше, чем на действие поперечных. Тонкие нагели из прочного жесткого материала с большой прочностью и жесткостью на растяжение (металл, стеклопластик) не разрушаются при образовании ЛС несмотря на большие поперечные деформации и образование пластических шарниров при изгибе, как показано на рис. 6 (Liew Shaw-Shong, 2005). Но это не так для буроинъекционных нагелей, т.к. бетон имеет небольшую прочность на срез и растяжение. Поэтому буроинъекционные нагели надо помимо осевой надо рассчитывать на поперечную нагрузку (срез и изгиб) или на их совместное действие.

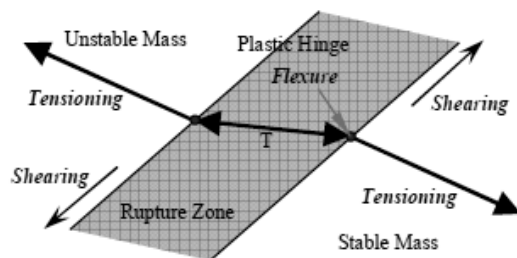


Рис. 6. Поведение нагеля в зоне сдвига

Для исследования взаимодействия нагеля с грунтовой средой рассмотрим задачу об изгибе нагеля длиной $2L$ от действия поперечной нагрузки.

Решение этой задачи сводится к решению следующего обыкновенного дифференциального уравнения относительно функции поперечных перемещений нагеля $s=s(x)$:

$$EJ s^{IV} + K_z \cdot d \cdot s = 0, \quad (11)$$

где x – ось координат, совпадающая с осью нагеля;

z – средняя глубина конкретного нагеля от поверхности (м);

d – диаметр нагеля (м);

$K_z = K_0 z$ – коэффициент постели грунта вдоль нагеля на глубине z (кН/м³).

Значения K_0 (кН/м⁴) принимаются по табл. Д.1 приложения Д (рекомендуемого) «Расчет свай на совместное действие вертикальной и

горизонтальной нагрузки» СП 50-102-2003. Эта таблица дает большие разбросы значений, но решению K входит под $\sqrt[4]{}$, что существенно снижает погрешности решения.

Решение уравнения (11) было запрограммировано в системе MathCad и использовано для математического моделирования поведения нагеля реальных размеров, которое показало, что без ущерба для практической точности длину нагеля можно считать бесконечной, что позволило существенно упростить решение задачи, сведя его к простым аналитическим формулам. Графики результатов расчета представлены на рис. 7.

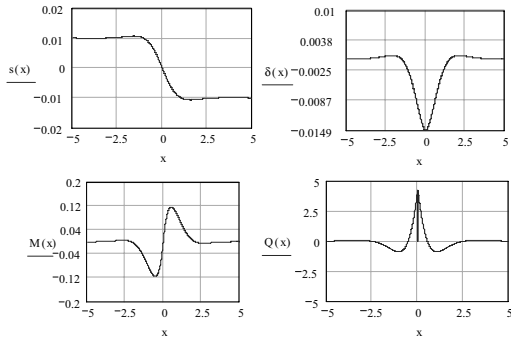


Рис.7. Эпюры перемещений $s(x)$, углов поворота сечений $\delta(x)$, изгибающих моментов $M(x)$, поперечных сил $Q(x)$ реакции отпора грунта $p(x)$ (тонны и метры), при $s(\infty)=1$ см

На основе анализа решений были получена простая формула, связывающая максимальный изгибающий момент максимальной поперечной силой $Q_{max}=Q(0)$:

$$M_{max} = \frac{Q_{max} \sqrt{2}}{\alpha}, \tag{12}$$

который достигается в точке, отстоящей от пересечения с линией скольжения на рас-

$$\text{стоянии } a = \sqrt[4]{\frac{K}{EJ}}.$$

6. ПРОГРАММА РАСЧЕТА НГМ НА КОМПЬЮТЕРЕ

Описанный алгоритм был реализован в виде программы MathCad для расчета размещения и прочности нагелей в неустойчивого слоистого ГМ, ограниченного ломаной линией, состоящей из прямолинейных отрезков. Задается размещение нагелей, расположенных под наклоном к горизонту, по сетке с различным шагом по горизонтали

(b) и по вертикали (h). На первом этапе расчета определяется критическая ЛС, сохраняются массив параметров семейства всех неустойчивых ЛС и огибающая этого семейства. Затем подбираются параметры нагелей. ЛС задаются в виде кривых произвольной формы, которая в данном случае была принята в виде параболы $y=ax^b$, варьировались параметры a и b), возможны любые другие варианты).

В качестве примера расчета рассмотрим откос высотой 10 м, горизонтальным заложение 3 м, наклон верхней грани к горизонтали 3:10, откос сложен грунтом с параметрами с тангенсом угла наклона к горизонтали 10:3. Откос сложен до высоты 5 м грунтом с параметрами $c=15$ кПа и $\varphi=20^\circ$, а выше 5 м – грунтом с параметрами $c=15$ кПа и $\varphi=20^\circ$.

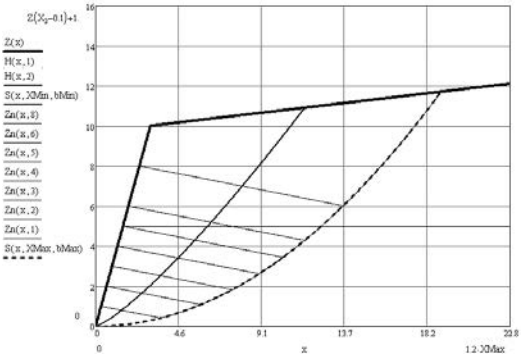


Рис. 8. Графические результаты расчета по программе НАГЕЛИ в графическом виде: критическая ЛС, зона неустойчивых ЛС, огибающая этой зоны и несколько нагелей вниз НГМ.

Получен минимальный коэффициент устойчивости откоса без нагелей $K_{min}=0.809$. Самая неустойчивая ЛС и огибающая неустойчивой области показаны на рис.8. До высоты ~ 9 м $\Delta c > 0$, где нужны нагели. Рассматривались буроинъекционные нагели с центральной стальной арматурой. Прочность бетона не учитывалась. При шаге нагелей по вертикали 1.5 м по горизонтали 1.0 м диаметры (в см) нагелей по прочности на срез и разрыв даны (слева направо соответствует снизу-вверх)

$dQ^T =$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	0	2.83	2.55	2.31	1.7	0.62	0	0	0	0	0

$dT^T =$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	0	2.11	1.96	1.8	1.34	0.49	0	0	0	0	0

Рис. 9. Диаметры нагелей по прочности на срез dQ и разрыв dT

Из рис. 9 следует, что максимальный диаметр нагеля составляет 2.83 см. Целесообразно до высоты 6 м принять для всех нагелей диаметр 3 см, выше – 1 см.

7. ВЫВОДЫ

1. Предложен метод расчета устойчивости нагелированного грунтового массива, основанный на представлении такого массива в виде композита с фиктивным внутренним сцеплением. Эквивалентное сцепление равно сумме фактического сцепления и дефицита сцепления.

2. Эквивалентное внутреннее сцепление грунта определяется по известным формулам активного давления для неармированного грунта.

3. Получены формулы для перевода дефицита сцепления в параметры размещения и прочности нагелей.

4. Поведение нагеля в грунте описывается с помощью модели, принятой в СП 50-102-2003 для свай, изгибаемых поперечной нагрузкой.

5. Составлена программа в системе MathCad для расчета деформаций нагеля в грунтовой среде, с помощью которой получены формулы эпюр перемещений, углов поворота сечения нагеля, изгибающих моментов и поперечных сил. С помощью этой программы получена простая зависимость между прочностью нагеля на срез и прочностью на изгиб.

6. Составлена программа в системе MathCad составлена программа расчета устойчивости вертикально неоднородного грунтового массива для определения критической ЛС и границы неустойчивой области.

7. Сечения нагелей определяются по расчетному дефициту Δc после назначения шага нагелей по горизонтали и вертикали. Учитывая необходимость унификации нагелей для одного объекта целесообразно в пределах неустойчивой высоты откоса $\Delta c > 0$ назначать диаметры нагелей с запасом по максимальному расчетному значению, а выше по конструктивным соображениям.

8. ЛИТЕРАТУРА

Carlos A. Lazarte, et al. Soil Nail Walls. *Geotechnical Engineering Circular No7*, Report No FHWA0-03-17, USA, 2003.
Andrzej Sawicki. Mechanics of Reinforced Soil.

A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield/2000.
Liew Shaw-Shong. Soil nailing for Slope Strengthening. *Geotechnical Engineering*, 2005.
СТП 013-2001. Стандарт предприятия. Нагельное крепление котлованов и откосов в транспортном строительстве. Корпорация «ТРАНССТРОЙ», Москва, 2001.
EN 1997-1:2004. Eurocode 7. *Geotechnical Design*, 2007.
А.И. Мороз. Обоснование и разработка конструкции и параметров стержневого крепления котлованов при строительстве подземных сооружений открытым способом. Дисс. канд. техн. наук. М.: НИИОСП, 1987.
Справочник проектировщика «Основания, фундаменты и подземные сооружения», Стройиздат, М., 1985.
Барвашов В.А., Гугнин А.А., Иовлев И.М. К расчету армированных грунтовых массивов. Тр.межд. конф. «Геотехнические проблемы XXI века в строительстве зданий и сооружений». Фонд им. проф. А.А. Бартоломея, ПГТУ, РОМГиФ, Пермь, 3-5 сент. 2007.
СП 50-102-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов», приложение Д. М., 2004.
В.А. Барвашов. Д.А. Воронель. Сооружения из армированного грунта. Обзор, М., ВНИИИС, М., 1984.
L.Wichter, W.Meiniger, *Vokankerungen und Verna-gelung in Grundbau*, Ernst & Son, Wiley Co., 2000.
Wullschlager "A composite material model for the system anchoring", Institute of Soil Mechanics and Rock Mechanics of the University Fredericana in Karlsruhe Germany. Paper 112, 1988.

Применение безрезонансного вибропогружения при геотехнических работах

Н.С. Жаворонко

ОАО "Фундаментпроект", Москва, РФ

С.Н. Жаворонко

ЗАО "ПСУ Гидроспецстрой", Москва, РФ

И.С. Кабанов

Московский Государственный Строительный Университет, Москва, РФ

АННОТАЦИЯ: В данной статье рассмотрены основные принципы технологии безрезонансного вибропогружения, а также рассмотрен опыт и перспективы развития.

Вопрос устройства ограждений котлованов сравнительно недавно стал занимать инженеров проектировщиков, в связи с развитием строительства зданий и сооружений с развитой подземной частью, а так же в условиях стесненной городской застройки. Однако история применения свай в качестве основания тянется еще с древних времен. Долгое время основным (да и, пожалуй, единственным) способом погружения свай являлась забивка. Идея применения вибрационных воздействий для погружения элементов (изначально – свай) всерьез начала прорабатываться в 20 – 40-х годах XX века. Сохранились единичные источники применения вибропогружения в более ранние периоды: так, например, описывается строительство в XVIII веке на территории Шотландии фортификационных сооружений в болотистой местности на деревянных сваях, погружаемых в грунты путем «подпрыгивания и раскачивания» людей на дощатых площадках, закрепленных «на верхней трети» погружаемого элемента. Такой способ можно считать «прародителем» современных вибропогружателей.

В начале – середине прошлого века к идее вибропогружения обращались инженеры практически всех европейских стран (особенно Голландии и Великобритании – в силу широкого распространения неустойчивых, водонасыщенных, болотистых грун-

тов).

В СССР теория вибропогружения была разработана и сформулирована профессором Д.Д. Барканом в 1949 году. Впервые на практике вибропогружатель использовался при строительстве Горьковской ГЭС, проектирование и строительство которой длилось в период с 1948 по 1959 года.

В 1964 году технология вибропогружения достигла масштабного развития, позволив погружать наклонные сваи-оболочки, при строительстве автодорожного моста через реку Южный Буг (самый большой автодорожный мост в СССР на то время).

В настоящие дни вибропогружение, как вид геотехнических работ, начало получать широкое распространение не только в Санкт-Петербурге, но и в Москве. Сдерживающим фактором развития в прошлом являлось массовое строительство в более простых - менее проблемных, с точки зрения инженерно-геологических условий, местах. С течением времени, с развитием освоения подземного пространства городской застройки г. Москвы стали появляться стройплощадки с высоким уровнем грунтовых вод, с заглублением подземных частей зданий во влажные и водонасыщенные грунты. Устройство "стены в грунте" не всегда бывает оправдано с экономической точки зрения и требует выполнения большого объема подготовительных работ. Также

при устройстве "стены в грунте" в водонасыщенных "слабых" грунтах существует свой комплекс проблем. Устройство шпунтового ограждения в сравнении со стеной могло бы решить проблемы, в том числе и экономическую, но традиционные методы погружения - забивка и погружение вибропогружателями нормальной и высокой частоты вблизи с существующими зданиями невозможно из-за динамических колебаний, передаваемых от грунта на конструкции зданий.

С появлением поколения безрезонансных вибропогружателей проблема передачи колебаний была решена.

Для того чтобы определить основные преимущества безрезонансного вибропогружения необходимо сначала разобраться в основных принципах работы гидравлического (и не только) вибропогружателя: Вибропогружатель передает вибрацию погружаемому элементу (трубе, шпунту и т. п.) с целью его погружения или извлечения.

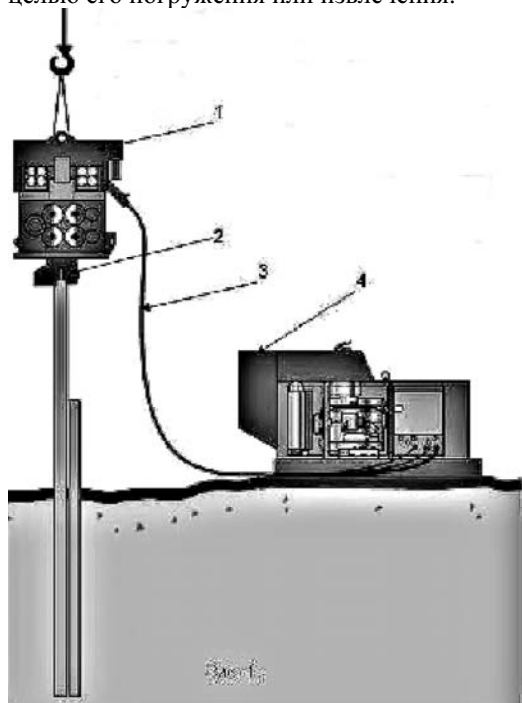


Рис.1. Схема работы гидравлического вибропогружателя.

- 1) Гидравлический вибропогружатель;
- 2) Зажим;
- 3) Шланги, соединяющие вибропогружатель и силовой агрегат;
- 4) Дизельный гидравлический силовой агрегат.

Прилегающий к погружаемому элементу грунт, под воздействием вибрации, теряет сцепление с его поверхностью, что способствует погружению в него элемента под действием собственной массы и массы вибропогружателя. Тот же принцип используется для извлечения элемента посредством тягового усилия крана.

Вибрация возникает следующим образом: установленные в редукторе два несбалансированных груза (дисбалансы) одновременно вращаются во взаимнопротивоположных направлениях. Одновременное вращение вызывает циклическую вертикальную (вверх и вниз) вибрацию, как показано на диаграмме:

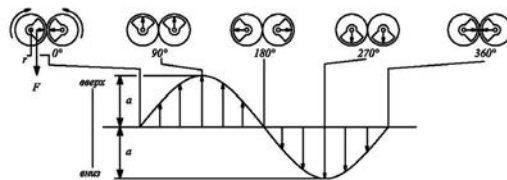


Рис.2. Диаграмма работы вибропогружателя с постоянной амплитудой колебаний.

Установленные парами дисбалансы вращаются с одинаковой угловой скоростью в противоположных направлениях и генерируют центробежные силы. Горизонтальные составляющие этих сил компенсируются, а вертикальные складываются, образуя центробежную силу $F = m r \omega^2$, где:

где m – дисбалансный момент, кгм

ω – угловая скорость, рад/сек

Принципиальным отличием безрезонансных вибропогружателей от высокочастотных и вибропогружателей нормальной частоты является возможность изменения частоты и амплитуды непосредственно в процессе погружения.

Амплитуда A (мм) – общее вертикальное смещение вибрирующих элементов в течение полного оборота эксцентриков. Максимальная амплитуда рассчитывается по формуле: $A = 2a$, $a = m r / M$, где:

M – динамическая масса в вибрации (перемещение части вибропривода + зажима + погружаемого элемента), кг.

Изменение производится оператором через пульт дистанционного управления. За счёт изменения вышеупомянутых характеристик можно избежать больших кратковременных вибраций, наступающих в момент,

когда частота вибрации совпадает с собственной частотой колебания грунта. В момент пуска машины дисбалансы находятся и начинают вращаться под углом 180° друг против друга, производя нулевую амплитуду колебаний, иными словами, при запуске дисбалансы перемещаются относительно друг друга так, что центробежные силы уравниваются. Диаграмма в таком случае будет выглядеть следующим образом:

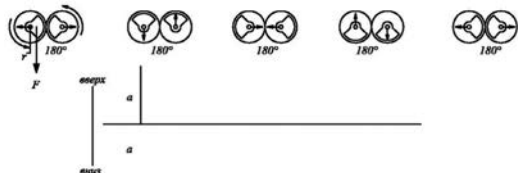


Рис.3. Диаграмма работы вибропогружателя (во время пуска/остановки) с переменной амплитудой колебаний.

Т.е. в момент пуска и набора частоты вибропогружатель не генерирует колебания.

Таким образом, в самый неблагоприятный момент, во время пуска после остановки, или при извлечении элементов шпунта, когда массив грунта прочно «прилеплен» к поверхности элемента, не происходит полной передачи пиковых вибраций на грунты основания и, соответственно, на конструкции окружающих строений. Постепенно угол поворота дисбалансов увеличивается, и после того как грунт теряет сцепление с поверхностью погружаемого (извлекаемого) элемента, амплитуда и частота достигают нужных значений.

Т.е. полный процесс погружения можно представить в виде графика, представленного на рис.4.

Возможность постоянного изменения частоты и амплитуды колебаний позволяет производить работы даже в условиях стесненной застройки, в случае примыкания к зоне ведения работ разнотипных сооружений (с различной частотой собственных колебаний). При этом не возникает резонансных явлений, т.к. не происходит длительной работы на частоте, совпадающей с частотой собственных колебаний одного из сооружений или какого-либо (каких-либо) из его элементов.



Рис.4. График сопоставления режимов работы вибропогружателей с постоянной и переменной амплитудой колебаний.

В качестве примера приведены фотографии (фото. 1 и фото. 2) устройства шпунтового ограждения вплотную к существующим строениям на объекте: "Строительство административно-бытового здания по адресу: Москва, ЦАО, ул. Сретенка, вл.10/3, стр.1".



Фото 1.



Фото 2.

Очевидно, что технология безрезонансного вибропогружения обладает рядом преимуществ:

- безрезонансный пуск и остановка;
- низкий уровень шума и вибрации, (уровень шума не выше 50 децибел, что соответствует стандарту Евро 4);
- высокая экологичность;
- низкая потребность в энергии по достижении рабочей частоты через приспособление амплитуды;
- оптимальное приспособление частоты и амплитуды к грунтовым условиям;
- автоматическая стабилизация частоты и избежание резонанса в моменты достижения предельной нагрузки;
- удобная система управления;
- высокая производительность;
- мобильность;
- подготовка к началу работ 20 - 40 мин.
- универсальный гидравлический зажим позволяет производить погружение элементов (шпунта, труб, прокатных профилей, свай и т.д.) практически любых сечений и размеров.

Как уже упоминалось, стало возможным извлечение элементов шпунта для повторного его применения, а, как известно, ни один из известных способов устройства ограждения котлованов не позволяет использовать материалы повторно.

Это поколение вибропогружателей также наиболее приспособлено для работы в сложных переменных грунтовых условиях, за счет подбора оптимальных режимов работы для каждого из инженерно-геологических элементов, на конкретной строительной площадке. Кроме того, возможность погружать элементы практически любого сечения, выполненные из различных материалов (сталь, бетон, пластик), открывает возможности для использования вибропогружения в широком спектре геотехнических работ: устройство ограждений котлованов, погружение свай, устройство противодиффузионных завес и геотехнических экранов. Следует заметить, что несмотря на достоинство данной технологии возможность её применения на той или иной строительной площадке должна определяться квалифицированными специалистами на основании конкретных инженерно-геологических условий.

ЛИТЕРАТУРА

- Holeyman, Alain E. 2000. Lecture: *Vibratory driving analysis*.
 ICE 10th anniversary. *Resonant vibration for deep soil densification*.
 Дубровский М., Пойзнер М. 2004, Гидравлические вибропогружатели в современном портостроении. Порты Украины. No. 3.

Усовершенствованная технология строительства заглубленных сооружений (московский метод)

Зеге С. О., Бройд И. И.

Инженерно-исследовательский центр «ЗЭСТ», Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Разработаны и практически применены на объектах в г. Москве технические решения, позволившие значительно сократить затраты на выполнение котлована при сооружении многоярусного подземного гаража. Для этой цели были использованы оригинальные инвентарные конструкции, которые позволяют отказаться от свай-колонн, а также временные сваи-колонны, сооружаемые методом струйной геотехнологии.

При строительстве заглубленных сооружений основная часть затрат приходится на крепление котлованов. Важнейшей составляющей технологии строительства ограждений котлованов является способ их крепления, которое может осуществляться с помощью внешних анкерных конструкций, либо временной распорной крепи или капитальных перекрытий.

Последний вариант крепления сводит к минимуму затраты на временные конструкции, минимизирует влияние подземного строительства на окружающую застройку, но требует дополнительных затрат на сооружение свай-колонн, поддерживающих эти перекрытия. Чтобы повысить эффективность использования капитальных перекрытий при креплении котлованов, следует снизить затраты на конструкции, поддерживающие перекрытия в процессе разработки грунта.

Если сваи необходимы по соображениям фундирования, такой метод оказывается экономически выгодным. В противном случае технология крепления распорными перекрытиями оказывается слишком затратной. Чтобы повысить эффективность использования капитальных перекрытий при креплении котлованов, в ИИЦ «ЗЭСТ» разработаны новые конструктивные решения выполнения капитальных перекрытий в процессе разработки грунта.

Указанные решения были применены, в

частности, для сооружения многоярусного подземного гаража на Тургеневской площади в ЦАО г. Москвы. Они позволили значительно сократить затраты на выполнение котлована. Для этой цели были использованы оригинальные инвентарные конструкции, благодаря которым удалось отказаться от свай-колонн, а также временные сваи-колонны, сооружаемые методом струйной геотехнологии.

Строительство шестиярусного подземного гаража производилось в сложных гидро-геологических условиях на крайне стесненной площадке строительства в окружении зданий и инженерных сооружений. Вначале по контуру возводимого гаража были выполнены методом «стена в грунте» несущие подпорные стены сборно-моноклитной конструкции с листовым армированием из изготовленных непосредственно на строительной площадке сборных элементов (Зеге С. О. и др., патент № 2220225 С1, 2003). Такие стены обладают повышенной надежностью, поскольку в них могут быть гарантированы прочностные характеристики бетона сборных элементов и защитный слой рабочей арматуры. Наличие листового армирования, которое надежно связано с бетоном сборного элемента приваренными к нему закладными деталями, позволяет выполнять гидроизоляцию котлована без сооружения прижимной стены, что экономит значительные площади и дает существенный

экономический эффект. Специальная конструкция каркаса сборного элемента позволяет разделить арматурные работы, которые выполняются в цеху, и бетонные работы, которые выполняются непосредственно на строительной площадке. При этом каркасы для блоков длиной 22 м перевозились в виде двух секций длиной до 12 м, что позволило значительно упростить транспортировку в крайне стесненных условиях.



Рис. 1. Сборные элементы с листовым армированием для сооружения подпорной стенки способом «стена в грунте»

На рис. 1 показана фотография указанных сборных элементов, складированных на строительной площадке.

Одновременно с подпорными стенами были выполнены методом струйной геотехнологии разделительные стенки из пересекающихся грунтобетонных колонн диаметром 600 мм. В одном ряду с указанными грунтобетонными колоннами выполнялись и связанные с ними сваи – колонны. Свай-колонны диаметром 600 мм располагались по торцам перекрытия. Они, так же, как и грунтобетонные колонны разделительных стенок, выполнялись по однокомпонентной струйной геотехнологии. В качестве их сердечника (собственно несущей колонны) использовался специальный стальной двутавровый профиль, который погружался с помощью навесного вибратора в грунто-растворную смесь колонны до ее затвердевания. С учетом слоистого строения грунтового массива, с целью повышения прочности грунтобетонного материала в пределах нижнего грунтового слоя, сооружение этой, опорной части колонны производилось по двухэтапной технологии (Бройд И. И. 2004, 2008). На первом этапе осуществлялся

размыв грунта водяной струей, с удалением части размываемого грунта, а на втором этапе – струйное перемешивание оставшегося грунта с цементным раствором. Вышележащая часть колонны, выше верхней отметки разделительной стенки, сооружалась по одноэтапной технологии, с меньшим содержанием цемента в растворе. В дальнейшем, по мере раскапывания котлована, низкопрочный грунтобетон этой вышележащей части оббивался, и оставалась только стальная колонна двутаврового профиля. Испытания показали достаточную несущую способность колонн для восприятия тяжелой нагрузки, что позволило устанавливать на перекрытии тяжелую технику.

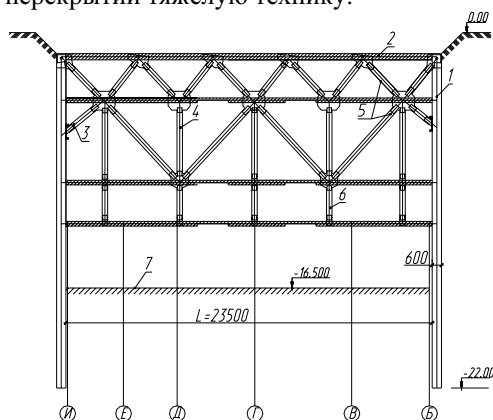


Рис. 2. Пространственная распорная конструкция на заключительном этапе

1 – подпорная стенка, выполненная способом «Стена в грунте»; 2 – распорное перекрытие; 3 – подкос; 4 – стойка; 5 – раскосы; 6 – подвески; 7 – разработка грунта.

На следующем этапе была произведена разработка котлована с креплением подпорной стены распорными перекрытиями. Здесь была впервые применена новая технология выполнения работ (Зеге С. О. и др., патент РФ Ru 2220258 2003 г.). Указанный способ основан на предположении, что при определенном порядке разработки котлована перекрытия можно опереть на капитальные несущие конструкции здания с использованием временных инвентарных конструкций, воспринимающих нагрузки от веса перекрытий в процессе разработки грунта. После того, как будут выполнены капитальные вертикальные несущие конструкции здания, инвентарные конструкции разбирают и повторно используют на аналогичных

объектах.

Согласно этому способу, при возведении многоярусного заглубленного сооружения предусматривают выполнение по его контуру несущих подпорных стен методом «стена в грунте». Затем котлован откапывают на один этаж, и на спланированной поверхности грунта бетонируют со строительным подъемом перекрытие с усиливающим арматурным поясом, с распорным креплением перекрытия к ограждающей подпорной стене. На перекрытии монтируют раскосы и стойки, и затем сооружают вышележащее перекрытие. В результате образуется пространственная несущая конструкция, которая способна передать свой вес на ограждающую несущую подпорную стенку. Затем под перекрытиями производится дальнейшая поярусная разработка грунта, которая сопровождается наращиванием пространственной несущей конструкции сверху вниз. При этом пространственная конструкция не только обеспечивает крепление стен котлована, но также позволяет передвигаться по перекрытию экскаваторам, кранам и автосамосвалам массой до 40 т.

В соответствии с указанной технологией вначале котлован был разработан на один ярус, и в нем была выполнена несущая пространственная конструкция, способная перекрыть пролет величиной до 27 м между подпорными стенами. Затем был удален грунт под перекрытиями вдоль стен, и распорная несущая конструкция была усилена подкосами. Указанная пространственная распорная конструкция крепления котлована показана на рис. 2. Далее весь грунт под перекрытиями был удален до следующей отметки, на которой выполняют распорные перекрытия.

Пространственная несущая конструкция была запроектирована таким образом, чтобы нести собственный вес и выдерживать движение по верхнему перекрытию тяжелой землеройной техники, самосвалов, кранов, а также разместить на нем бытовой городок. Таким образом, были решены вопросы, связанные с организацией строительной площадки в крайне стесненных условиях.

В дальнейшем грунт разрабатывался из под распорных перекрытий с помощью миниэкскаваторов, подъем грунта и погрузка в самосвалы осуществлялась гидравлическим грейфером, установленным на несущей распорной конструкции.



Рис. 3. Временные инвентарные несущие элементы пространственной распорной конструкции при строительстве многоярусного подземного гаража на Тургеневской площади.

После этого грунт был разработан до отметки перекрытия четвертого подземного яруса, и затем было выполнено следующее распорное перекрытие, которое затем было соединено подвесками и раскосами с ранее выполненной пространственной распорной конструкцией. Когда бетон перекрытия набрал прочность, разработка грунта из-под перекрытий была продолжена до отметки перекрытия шестого подземного этажа. Затем распорное перекрытие шестого подземного этажа было забетонировано и присоединено подвесками к ранее выполненной пространственной распорной конструкции. Когда бетон перекрытия набрал прочность, разработка грунта из под перекрытий была продолжена до отметки низа фундаментной плиты. Таким образом, в полностью разработанной центральной части котлована крепление осуществлялось четырьмя распорными перекрытиями, объединенными в пространственную несущую конструкцию, которая опиралась на подпорные стены, а в боковых участках, где сооружались стены из пересекающихся грунтобетонных колонн, перекрытия опирались на сваи-колонны, выполненные методом струйной геотехнологии.

Такая система крепления котлована позволила отказаться от выполнения капитальных свай-колонн для опирания распорных перекрытий, сохранив все преимущества такого способа крепления. При этом на всех этапах выполнения работ была обеспечена надежность крепления котлована и возможность эксплуатации верхнего перекрытия под тяжелыми временными нагрузками.

Замеренные в процессе мониторинга прогибы конструкции под действием всех нагрузок не превышали 1/600 пролета. Они

компенсировались строительным подъемом в 30 мм и 20 мм, с которым были выполнены перекрытия.

После разработки грунта в котловане была выполнена фундаментная плита, и затем было начато сооружение вертикальных элементов каркаса здания с поэтапным удалением инвентарных конструкций. Разборка велась таким образом, чтобы распорные перекрытия всегда имели надежное опирание либо на капитальные стены и колонны, либо на смонтированную при разработке котлована пространственную систему.

При проектировании котлована силами ООО «ИКЦПФ» было произведено численное прогнозирование величин осадок прилегающих к сооружаемому котловану зданий и сооружений. Проводившийся в процессе разработки котлована мониторинг в основном подтвердил сделанный прогноз. Так здание ВТБ, расположенное в непосредственной близости от котлована, при прогнозируемой осадке в 12 мм дало фактическую осадку 11 мм, здание на Мясницкой ул. при прогнозируемой осадке 4 мм имело перемещения до 3,5 мм. Какого либо ущерба для окружающих зданий при сооружении подземного сооружения глубиной более 16 м зафиксировано не было.

Принципы нового метода строительства были заложены при проектировании подземных сооружений на других объектах. В 2009г. описанным «московским способом» было осуществлено строительство трехэтажного нулевого цикла для размещения механизированного подземного паркинга гаража в здании «Бизнес Центра Астана» в Б. Строченовском переулке. Котлован был разработан под защитой несущей сборно-монолитной подпорной стены. Вначале грунт был разработан с сохранением грунтовых целиков до отметки перекрытия нижнего подземного этажа.



Рис. 4. Крепление котлована для здания «Бизнес Центр Астана».

Затем был забетонирован центральный фрагмент этого перекрытия, на нем, как на основании, были собраны инвентарные элементы, по которым было выполнено перекрытие на уровне 0.0. Затем грунтовые целики были разработаны, а нижнее перекрытие добетонировано с образованием распорной системы.

В дальнейшем грунт разрабатывался из-под перекрытий, при этом подпорная стена была закреплена на отметках 6.5 и 0,0 двумя перекрытиями, которые опирались на подпорную стену за счет системы инвентарных элементов (рис. 4). За счет использования высокой (менее 1/5 пролета) несущей распорной конструкции вертикальные перемещения были минимизированы. Применение новой технологии позволило почти в три раза снизить расход стали на временное крепление котлована и использовать его площадь для размещения складских площадок и бытового городка при работах в стесненных условиях.

В настоящее время ведутся проектные работы по другим сооружениям в центральном округе Москвы и в Ярославле. Для них были разработаны дополнительные технологии, позволяющие разнообразить применение «московского метода. Эти решения отражены в описании технического решения (Зеге С. О. и др., 2009).

Таким образом, практический опыт позволяет утверждать, что описанный метод дает значительную экономию средств и обеспечивает высокую надежность строительства глубоких заглубленных сооружений, в том числе в сложных гидрогеологических условиях и на стесненных площадках.

ЛИТЕРАТУРА

- Бройд И. И. Струйная геотехнология. М. АСВ, 2004 г., 442 с.
- Зеге С. О., Зеге И. А., Зеге Н. С. Сборный элемент сборно-монолитной стены в грунте. Патент РФ Ru 2220255 C1. Бюллетень Открытия, изобретения, товарные знаки № 36 27.12.2003.
- Зеге С. О., Зеге И. А., Зеге Н. С. Способ возведения многоэтажного подземного сооружения (варианты). Патент РФ Ru 2220258 C1. Бюллетень Открытия, изобретения, товарные знаки № 36 27.12.2003.
- Зеге С. О., Зеге И. А., Зеге Н. С. Система крепления котлованов при строительстве подземных сооружений. Полезная модель к патенту РФ Ru 83080 U1. Бюллетень Открытия, изобретения, товарные знаки № 14 20.05.2009.

Применение фиброглассовых анкеров в подземном строительстве

А.Г. Малинин

«ИнжПроектСтрой», Пермь, Россия

Д.А. Малинин

ПГТУ, Пермь, Россия

АННОТАЦИЯ: Анкерные системы являются одной из наиболее популярных конструкций подземного строительства, которые обеспечивают устойчивость бортов котлованов, подпорных стен, грунтов и горных пород при проходке тоннелей и т.п.

В последнее время в мировой практике наряду с традиционными металлическими анкерами, начинают успешно применять новые типы анкеров, изготовленные из композиционных материалов, таких как углеродное волокно и стекловолокно (фиброглассовые анкера).

Настоящая статья посвящена описанию фиброглассовых анкеров и опыту их применения предприятием «ИнжПроектСтрой» при решении различных задач подземного строительства.

1. ФОРМА СЕЧЕНИЯ АНКЕРОВ

Фиброглассовые анкера выпускаются двух типов – кругового и прямоугольного сечений. Преимуществом кругового сечения является высокая продольная жесткость анкерной тяги, что значительно упрощает процедуру установки анкера в скважину. Но с другой стороны высокая жесткость является и его недостатком – круглые анкера не возможно сматывать в бухту, поэтому данный тип анкеров можно транспортировать только отрезками длиной не более 13-14 м.

Ленточные анкера прямоугольного сечения выпускаются отрезками длиной 100 м и легко сматываются в бухты диаметром 1,5 – 2,0 м. Это позволяет легко транспортировать анкера, а на площадке разрезать их на любые отрезки. В этом случае тяги анкеров могут быть изготовлены практически любой длины, без муфтовых или сварочных соединений, что значительно повышает эффективность монтажа в стесненных условиях городских строительных площадок.

2. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ФИБРОГЛАССОВЫХ АНКЕРОВ

Рассмотрим свойства экономичного и, вследствие этого, наиболее популярного анкера, изготовленного из однонаправленных стеклянных волокон, связанных полимерной матрицей (рис.1). Поверхность анкера покрыта мелким песком для улучшения его сцепления с цементом.

Характеристики волокон и полимерной матрицы приведены в табл. 1. Там же приведена прочность фиброгласса при оптимальном объемном содержании стекловолокна 70%.

Благодаря чрезвычайно высокой удельной прочности волокон (не менее 1000 МПа) фиброглассовые анкера обладают высокой прочностью на разрыв, намного превышающую прочность стальной арматуры.

Например, анкер с поперечным сечением 40х5 мм выдерживает растягивающую нагрузку не менее 200 кН. Несущая способность анкеров с другими размерами сечений приведена в табл.2.

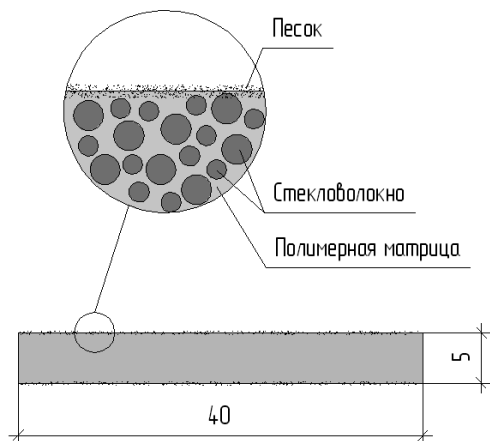


Рис.1. Структура фибerglassового анкера

Таблица 1. Физико-механические свойства фибerglassа

Характеристика	Значение
Стекловолокно	
Плотность, г/см ³	2,55
Прочность на разрыв, МПа	2000
Модуль упругости, ГПа	70
Полимерная матрица	
Плотность, г/см ³	1,15
Прочность на разрыв, МПа	50
Песок	
Плотность, г/см ³	1,15
Размер частиц, мм	0,15 - 0,3
Фибerglass	
Плотность, г/см ³	1,9
Содержание стекловолокна, %	70
Прочность на разрыв, МПа	1000
Модуль упругости, МПа	40 000
Прочность при поперечном сдвиге, МПа	200

Таблица 2. Предельная нагрузка на анкер в зависимости от размеров сечения

Сечение, мм	Предельная нагрузка на растяжение, кН
40x5	400
40x6	480
40x7	560
40x8	640
40x9	720
40x10	800
40x12	960
40x15	1200

3. ПРЕИМУЩЕСТВА ФИБЕРГЛАССОВЫХ АНКЕРОВ

Основным преимуществом фибerglassовых анкеров является небольшой вес, обусловленный низкой плотностью материала, составляющей 1,9 г/см³. Вследствие этого, существенно облегчается монтаж анкерной тяги, перенос анкера по строительной площадке и его установка в скважину (рис.2).



Рис.2. Установка фибerglassового анкера в скважину, г. Екатеринбург

В связи с тем, что ленточный анкер обладает значительной гибкостью, фирмы-производители выпускают фибerglassовые анкеры в бухтах по 100 м (рис.3). Из этого следует два преимущества.

Во-первых, анкеры могут быть выполнены любой длины без муфтовых или сварочных соединений, которые всегда являются слабым местом в анкерах из труб или арматуры, не говоря уже, о трудоемкости их соединения в условиях строительной площадки.

Во-вторых, бухты с анкерами очень легко и просто можно транспортировать даже на легких грузовых автомобилях.



Рис.3. Складирование фиброглассовых анкеров в бухтах

Другим существенным преимуществом фиброглассовых анкеров является их малая поперечная прочность (прочность при сдвиге), что легко позволяет их перерезать породоразрушающим инструментом буровых установок или проходческих комбайнов без износа или поломок зубьев. Это дает возможность использования анкеров в тоннелестроении при армировании грунтового массива или забоя тоннеля.

В некоторых геологических условиях с агрессивной водной средой важным преимуществом является коррозионная устойчивость материала анкера.

При всех вышеуказанных преимуществах, стоимость погонного метра анкера сравнима со стоимостью металлической арматуры, что, безусловно, делает их конкурентоспособными.

4. КОНСТРУКЦИЯ ФИБЕРГЛАССОВЫХ АНКЕРОВ

Технология устройства анкеров из фиброглассовых тяг состоит из следующих операций:

1. Бурение скважины.
2. Установка в скважину анкера, состоящего из фиброглассовых тяг в количестве 1-3 шт. (в зависимости от требуемой нагрузки) и одной инъекционной трубки соединенных с помощью специальных креплений (рис.4).
3. Заполнение скважины цементным раствором до излива раствора через устье скважины. В случае ухода раствора (понижения зеркала в устье скважины) операцию следует повторить 2-3 раза через 25-30 мин.
4. Натяжение анкера до расчетной на-

грузки выполняется с помощью клинового устройства, аналогично устройству для натяжения тросовых (вантовых) анкеров.



Рис.4. Конструкции анкера из одной, двух и трех фиброглассовых тяг

Отметим, что чаще всего установка анкеров производится с одной инъекционной трубкой. Однако в некоторых случаях для повышения несущей способности по грунту возможна установка второй инъекционной трубки, позволяющей выполнить вторичное нагнетание.

5. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

Целью экспериментальных исследований являлась разработка методики предварительного контроля заявленных механических свойств материала анкеров, а также исследование на ползучесть, которая определяет возможность применения анкеров в качестве постоянных строительных конструкций.

Для определения физико-механических свойств материала анкеров были проведены лабораторные испытания анкеров на растяжение, трехточечный изгиб и длительные испытания на ползучесть.

Испытания на растяжение образцов проводились на оборудовании кафедры «Механика композиционных материалов и конструкций» ПГТУ. Испытания образцов проводили на разрывной машине М40КУ.

Отметим, что для испытаний на растяжение однонаправленных композитов отсутствуют государственные стандарты. Поэтому при проведении экспериментов определенную сложность составлял выбор формы образца.

Первоначально использовали образцы в виде двусторонних лопаток. Разрушение образцов происходило в захватной части вдоль волокон при низких значениях нагрузки.

В последствии было решено изменить

форму образца и концевые устройства захвата (рис.5). Образец представлял собой полоску квадратного сечения 5х5 мм и длиной 230 мм, оба конца которого были закреплены в цилиндрических гильзах длиной по 80 мм с помощью эпоксидной смолы.

В этом случае разрушение образцов происходило в срединной части, как обычно происходит при испытаниях композиционных материалов (рис. 6).



Рис.5. Образец для испытаний на растяжение

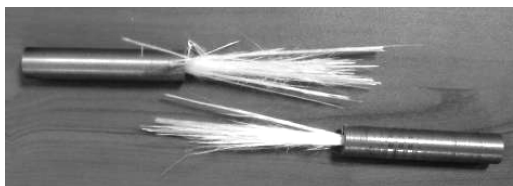


Рис.6. Разрушенный образец при испытании на растяжение

Диаграмма разрушения образцов (рис.7) показывает, что предельная нагрузка на разрыв составляет 30-32кН, что на 25% выше предельной нагрузки 25 кН, рассчитанной исходя из заявленной прочности материала 1000 МПа.

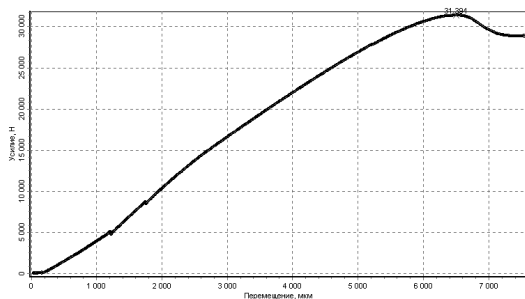


Рис.7. Диаграмма нагружения фибергласового образца вдоль направления армирования

После расчетов и статистической обработки экспериментальных данных были получены следующие значения основных механических характеристик фибергласса при мгновенном нагружении:

- предел прочности при растяжении $\sigma_p=1096 \text{ МПа}$,

- модуль Юнга $E=48,36 \text{ ГПа}$.

Испытания на трехточечный изгиб проводили при комнатной температуре на образцах разной длины - 40, 60, 80 и 100 мм. В результате обработки результатов исследований установлены следующие значения основных механических характеристик данного материала:

- предел прочности при растяжении $\sigma_p=1008 \text{ МПа}$,

- предел прочности на сдвиг $\tau=31,8 \text{ МПа}$.

- модуль Юнга $E=51,2 \text{ ГПа}$,

- модуль сдвига $G=251,3 \text{ МПа}$,

Отметим совпадение значений модуля Юнга E и значений прочности на разрыв σ_p , которые были получены в двух независимых видах испытаний, что является подтверждением достоверности полученных значений.

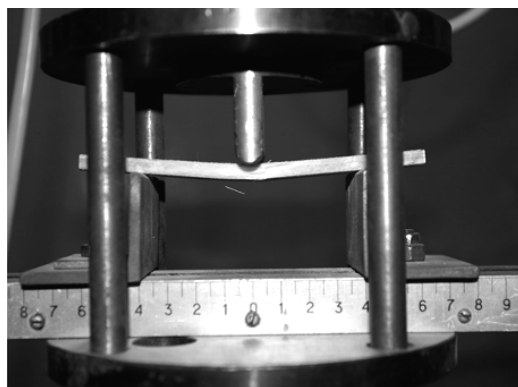


Рис.9. Установка для испытаний по схеме трехточечного изгиба

Для исследования ползучести материала фибергласовых анкеров были проведены длительные испытания в течение 8 месяцев (240 суток) образцов в условиях трехточечного изгиба.

Для проведения испытаний на ползучесть была спроектирована и изготовлена специальная установка (рис.10). Установка представляет собой жесткую двухопорную раму с подвесами для осуществления трехточечного изгиба в режиме мягкого (силового) нагружения в течение длительного периода времени.



Рис.10. Установка для проведения длительных испытаний на статический трехточечный изгиб

Нагружение производили параллельно на 6 образцах с уровнем нагрузки 0.30, 0.35, 0.50, 0.60, 0.70, 0.90 от уровня предполагаемой предельной нагрузки 600 Н.

Показания индикаторов фиксировались с частотой один раз в 1-3 дня. В результате была получена диаграмма ползучести фиброгласовых анкеров (рис.11). Диаграмма показывает, что материал фиброгласовых анкеров обладает значительной ползучестью. К концу эксперимента относительная деформация образцов в зависимости от уровня нагрузки составляла 6-8%.

Кроме того, зафиксировано, что образец, нагруженный на 90% от предельной нагрузки, разрушился на 178 сутки.

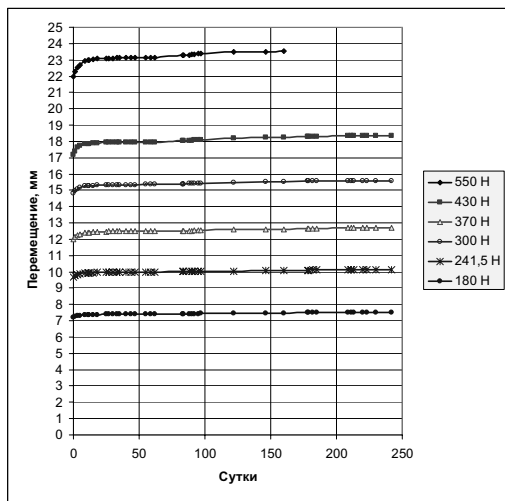


Рис.11. Диаграмма ползучести фиброгласовых анкеров в условиях трехточечного изгиба

Предполагая, что между деформациями

и напряжениями существует пропорциональная связь, для каждого эксперимента можно рассчитать модуль деформации (модуль Юнга). На рис.12 показано уменьшение модуля Юнга во времени. Полученные данные представляют значительный интерес для расчета удлинения анкера во время его натяжения, а также возможное последующее удлинение анкера за счет ползучести материала фиброгласа.

Анализ рис.12 показывает, что в течении первых 30 дней (1 месяца) модуль деформации уменьшается в пределах 2,5 - 5,0 %. В дальнейшем снижение модуля может достигнуть 4 – 6 %. Следует отметить, что чем выше уровень нагрузки, тем значительней происходит снижение модуля деформаций.

Предварительные расчеты показывают, что при уровне нагрузки 50 % от предельного допустимого уровня и неидеальном простом котлована до возведения постоянных конструкций дополнительное удлинение анкера со свободной длиной 20 м составит приблизительно 1 см.

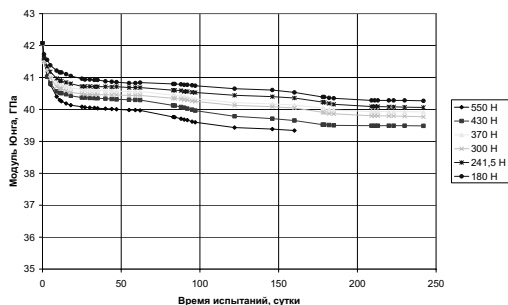


Рис.12. Изменение модуля Юнга во времени

Выполненные расчеты показывают, что наряду с применением фиброгласовых анкеров в качестве временных конструкций данные анкера могут быть применяться и как постоянное крепление, однако в этом случае допустимая нагрузка должна быть не более 25-30 % от предельного уровня.

6. ОПЫТ ПРИМЕНЕНИЯ ФИБРОГЛАСОВЫХ АНКЕРОВ

6.1. Укрепление сильнотрещиноватых пород при строительстве станции метрополитена в г. Екатеринбурге

Строительство станции «Чкаловская» планировалось вести горным способом с

применением проходческого комбайна. В связи с чрезвычайно-низкими прочностными свойствами сильнотрещиноватых пород основной проблемой являлось устранение вывалов породы из кровли выработки в процессе ведения проходческих работ, а также снижение величины горного давления на постоянную крепь в процессе дальнейшей эксплуатации станции.

Для повышения прочности сильнотрещиноватых пород, сложенных на участках порфиритами пониженной и низкой прочности, было принято решение армировать породный массив фиберглассовыми анкерами, установленными с поверхности земли (рис.13) по сетке в плане 1750х1750 мм.

Установка анкеров состояла из простых технологических операций:

В скважину диаметром 132 мм и глубиной до 30 м опускали анкера, состоящие из двух фиберглассовых тяг прямоугольного сечения 40х5 мм и одной инъекционной трубки диаметром 20 мм. Через эту трубку скважину заполняли цементным раствором с водоцементным отношением В:Ц=0,6-1,0.

В связи с уходом раствора в трещины породного массива приходилось доливать раствор в скважины в течение нескольких часов.

При расчетном объеме заполнения скважин 400-450 л фактический расход цементного раствора в отдельных случаях доходил до 1,0-1,4 м³, что свидетельствовало о заполнении раствором не только тела скважины, но и трещин вокруг нее.

В сутки при круглосуточном режиме работ одной буровой бригадой устанавливали по 4 анкера длиной по 30 м.

На другом участке работ, где были встречены сильнотрещиноватые скальные породы, было принято решение применить более эффективную технологию «Мультипаккерная система для труб с манжетами» (Multiple Packer Sleeved Pipe System - MPSP). Данная технология позволяет производить цементацию трещиноватого массива совместно с установкой фиберглассовых анкеров.

Сущностью технологии заключается в применении обтюраторов – внешних паккеров, разделяющих зону цементации на интервалы 2-4 м.

Технология включала следующие технологические операции (рис.14):

- бурение скважины,
- опускание в скважину перфорированной пластиковой трубы с системой манжет и обтюраторов,
- тампонаж затрубного пространства выше зоны цементации с целью предотвращения выхода цементного раствора по затрубному пространству на поверхность земли,
- поинтервальная цементация скального массива с помощью двойного паккера в проектном интервале.

Преимуществом мультипаккерной технологии является отсутствие необходимости устройства обоймы вокруг инъекционной трубы и, соответственно, невозможности проникновения в трещины обойменного раствора. В дальнейшем цементация породного массива выполнялась более эффективно в связи с открытостью всех трещин в стенках скважины.

Средний расход цемента составил 8,3 т на 1 скважину при максимальном расходе цемента 19,4 т на 1 скважину. Средний расход цемента на 1 п.м. скважины в зоне цементации составил 420 кг.

В результате проведения опытных работ установлено, что по сравнению с традиционной инъекцией более эффективной является технология «Мультипаккерная система для труб с манжетами» (Multiple Packer Sleeved Pipe System - MPSP).

Применение данной технологии позволило увеличить расход цемента на 1 п.м. скважины с 124 кг до 420 кг.

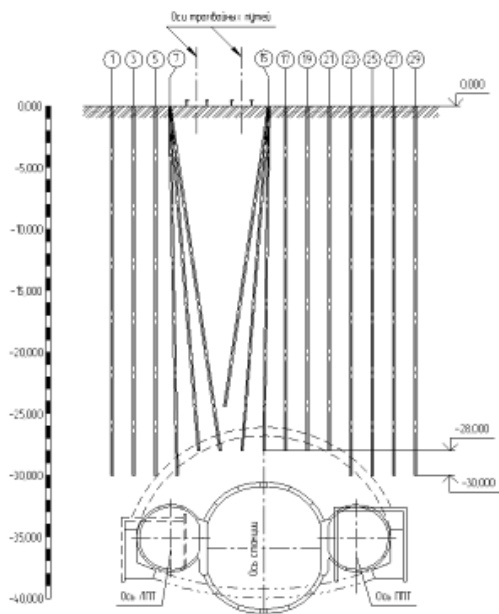


Рис.13. Армирование массива анкерами вокруг станции метрополитена.

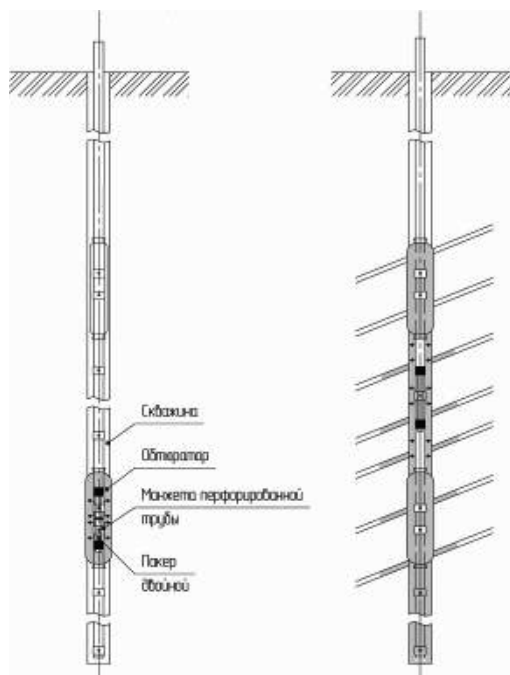


Рис.14. Схема мультипакерной технологии



Рис.15. Пластиковые трубы с резиновыми манжетами и обтюратором

Для проверки качества инъекционных работ специалистами ООО «Метрострой - ПТС» были проведены исследования деформационных свойств грунта с помощью дилатометра.

Измерения показали, что модуль общей деформации в горизонтальной плоскости в результате цементации увеличился с 552 до 697 МПа, т.е. на 26%, а модуль упругости соответственно – с 1405 до 1840 МПа, т.е. на 31%.



Рис.16. Армирование трещиноватого скального массива при строительстве ст. Чкаловская метрополитена в Екатеринбурге

В настоящее время ООО «Метрострой – ПТС» заканчивает проходку станции.

На участках, где в кровле станции были установлены фиброгласовые анкера, вывалов разрушенной породы не наблюдалось, что доказало эффективность применения фиброгласовых анкеров совместно с технологией MPSP.

6.2. Крепление бортов котлована в г. Екатеринбург

При креплении бортов котлована на объекте строительства жилого комплекса переменной этажности по ул. Луганской в г. Екатеринбурге, на ряду со стандартными анкерами, были установлены фиберглассовые анкера.

Анкера были выполнены из двух фиберглассовых лент сечением 45х5 мм длиной 8,5 м общей несущей способностью по материалу 400 кН. Расчетная нагрузка на анкер составляла 221 кН.

После установки анкеров проводились испытания. Некоторые анкера были разрушены из-за не соблюдения соосности натяжения и направления волокон анкера, вследствие чего ломались по перегибу.

Остальные анкера выдержали нагрузку до 50 кН, которая была ограничена технической возможностью домкратной станции. Данная нагрузка превысила на 25% предельную нагрузку, заявленную фирмой-производителем.



Рис.17. Испытание фиберглассового анкера в г. Екатеринбург



Рис.18. Крепление фиберглассового анкера к металлическому обвязочному поясу

7. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Безусловно, применение фиберглассовых анкеров имеет большие перспективы, что доказано многолетним зарубежным опытом их применения в строительстве.

Между тем, не полная изученность этих конструкций и отсутствие нормативных документов не дает возможности быстро продвигать данный новый тип анкеров в России. Но это - лишь вопрос времени. Главное, что появляющиеся новые материалы и технологии дают совершенно новые возможности для решения сложных геотехнических задач в подземном строительстве.

Применение анкерных микросвай «Титан» для крепления ограждающих конструкций котлованов и подпорных стен на объектах транспортного строительства г. Москвы

Малый И.М.

Филиал ОАО ЦНИИС «НИЦ Тоннели и метрополитены», г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Рассматривается опыт применения анкерных микросвай типа «Титан» из трубчатых винтовых штанг для крепления постоянных подпорных стен и ограждающих конструкций котлованов на объектах транспортного строительства г. Москвы за период 2004-2006 г.г. Приводятся данные по мониторингу НДС этого вида крепления, в сопоставлении с применением предварительно напряженных грунтовых анкеров. Полученные данные могут быть использованы для уточнения и развития положения СНиП и СП в части расчета и регламентирования вопросов применения микросвай «Титан».

Начиная с 80-х годов прошлого века в отечественном транспортном строительстве широко используется метод крепления ограждающих конструкций котлованов и подпорных стен при помощи грунтовых преднапряженных анкеров, конструкция которых разделяется на т.н. «свободную длину» и зону заделки.

Признавая несомненный положительный эффект преднапряжения грунтовых анкеров, в части снижения смещений подпорных стен, следует отметить, что его использование:

а) приводит к увеличению напряжений в системе «ограждение-анкер-грунт»;

б) требует точного определения значения усилия преднапряжения;

в) среди работ по устройству крепления появляется достаточно сложная и трудоемкая технологическая операция по испытанию и закреплению анкеров с проектным усилием преднапряжения.

г) требует контроля и периодической подтяжки для постоянных анкеров.

Конкурентно способной альтернативой преднапряженным анкерным конструкциям являются не напрягаемые, но при этом малодеформируемые под нагрузкой и высококонесущие по условию закрепления в грунте анкерные сваи. Воспринимающие от подпорной стены и передающие в грунт выдерживающие нагрузки, анкерные сваи по конструктивно-технологическому решению во многом

схожи с грунтовыми анкерами, однако имеют принципиальные отличия, такие как:

– отсутствие «свободной» длины тяги – защищенной зоны в пределах призмы обрушения, в которой исключается передача усилий с тяги на цементный камень ствола и далее в грунт;

– отсутствие предварительного натяжения.

В общем случае в качестве несущего и армирующего элемента – тяги анкерной сваи могут быть использованы арматурные стержни (одиночные, объединенные в пучок или пространственный каркас), стальные трубчатые элементы, прокатные профили и аналогичные по характеристикам конструкции.

В настоящей статье рассматривается опыт применения для устройства анкерных свай трубчатых винтовых штанг (ТВШ) типа «Титан» производства фирмы Ischebeck GmbH, соответствующих ТУ-5264-001-56705770-2004 [1].

Основные положения данного конструктивно-технологического решения, сводятся к следующему:

– использование в качестве несущей тяги, воспринимающей выдерживающие нагрузки, составных толстостенных трубчатых штанг (ТВШ) на поверхность которых нанесена крупная резьба специального профиля, позволяющая осуществлять их последовательное соединение и прокручивание в

грунте;

– использование колонны полых ТВШ с передовой буровой коронкой одновременно в качестве бурового става и иньектора, через который производится подача промывочного, а затем опрессовывающего цементного раствора;

– возможность многократной опрессовки заделки в грунте, используя т.н. динамический метод подачи раствора, сопровождаемый прокручиванием буровой колонны;

– изготовление ТВШ из стали с повышенными прочностными и сниженными деформационными характеристиками.

Очевидным достоинством является то, что анкерные микросваи сваи «Титан» с диаметром бурения $75 \div 280$ мм забуриваются без обсадных труб одним технологическим ходом, совмещающим ударно-вращательное бурение с подачей цементного вяжущего в

качестве крепящей жидкости, причем делается это практически без вибрации, а уровень шума не превышает предельно допустимого. Многократно повышается производительность работ.

Постоянное крепление подпорных стен

Впервые в практике отечественного транспортного строительства анкерные микросваи из ТВШ были применены для устройства постоянного крепления 4-х удерживающих откосных стен на рамповых участках путепровода тоннельного типа на ПК 101+21,48, а также 2-х подпорных «стен в грунте» путепровода на съезде №8 при реконструкции Киевского шоссе.

Проектные конструктивные схемы крепления откосных и подпорных стен приведены на рисунках 1 и 2.

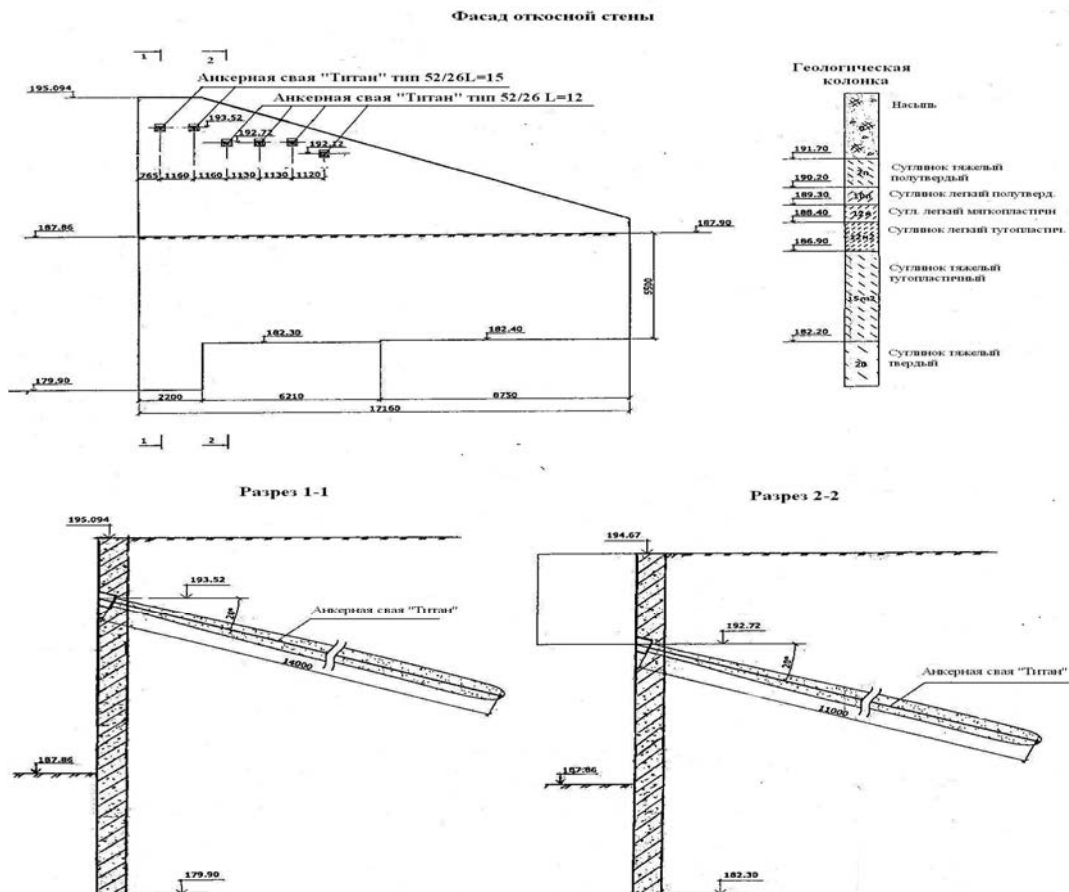


Рис. 1. Конструкция постоянного крепления типовой откосной «стены в грунте» путепровода тоннельного типа на ПК 101+21,48 при реконструкции Киевского шоссе.

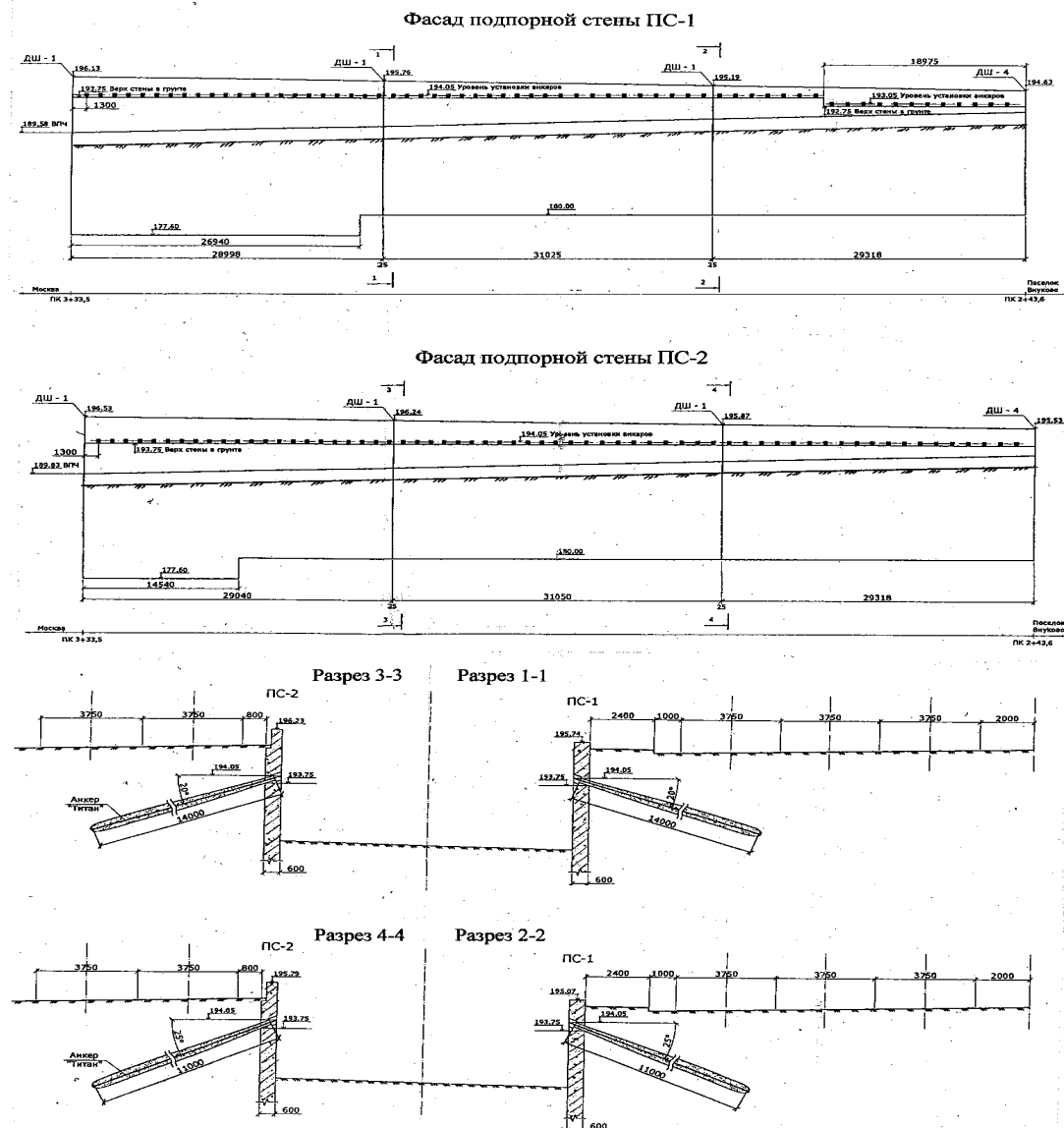


Рис. 2. Конструкция постоянного крепления подпорных «стен в грунте» путепровода тоннельного типа на съезде №8 при реконструкции Киевского шоссе.

Длина подкосных стен переменной высоты на ПК 101+21,48 составляла 15-20 м, при наибольшей глубине разработки грунта 7,2 м. Подпорные стены съезда №8 были длиной по 89 м и глубиной 7,0 м. Проект предусматривал при глубине котлованов до 7 м установку одного яруса анкерных свай длиной 11-15 м с шагом 1,0 – 1,5 м. Анкерные сваи устраивались в суглинистых грунтах. Всего было устроено 154 анкерных свай. В конструкции постоянного крепления были

применены трубчатые винтовые штанги типа 52/26, оснащенные буровыми коронками для глины диаметром 130 мм.

В целях предохранения от коррозии на длительный период эксплуатации применялись конструктивные элементы анкерных свай (штанги, соединительные муфты, фиксирующие гайки) с металлоизоляционным покрытием, нанесенным гальваническим способом. Закладные детали (анкерные стаканы) заполнялись инертным составом с

В 2005 г анкерные микросваи этого типа были применены для крепления рамповых подпорных стен тоннеля на съезде №3 в составе транспортной развязки на ПК 171



Проекты постоянного крепления подпорных стен для вышеприведенных тоннельных путепроводов, были разработаны НИЦ «Тоннели и Метрополитены» по заданию института СоюздорНИИ. В прочностных и деформационных расчетах, производившихся при помощи ППП «Крепъ» и комплекса «PLAXIS 2D version 8.2», учитывалось действие тяжелых подвижных нагрузок (НК-80) от движения транспорта по реконструированному Киевскому шоссе. Виды подпорных стен, закрепленных анкерными микросваями и характерные технологические моменты, связанные с их применением, показаны на *рисунках 4.а, 4.б.*

А – откосные и подпорные стены путепроводов
тоннельного типа на ПК101+21 и на съезде №8;
Б – рамповые подпорные стены тоннеля на съезде
№3

путепровода на съезде №3, смещения подпорных стен, закрепленных анкерными сваями, не превысили 4-5 мм, что соответствует расчетным значениям. На *рисунке 5* приведены диаграммы результирующих горизонтальных смещений подпорных стен по данным геодезических наблюдений.

Временное крепление ограждений котлованов

В широком масштабе предварительно напрягаемые анкеры и пассивные анкерные

микросваи «Титан» из ТВШ были применены в 2006-2007 гг. при строительстве подземной части терминала аэровокзального комплекса «Внуково» (АВК-1). В непосредственной близости от котлована находилась башня командно-диспетчерского пункта (КПД) и административное здание функционирующей части аэровокзала. Инженерно-геологические условия строительства представлены поверхностной насыпью и далее чередующимися слоями суглинистых и глинистых грунтов.

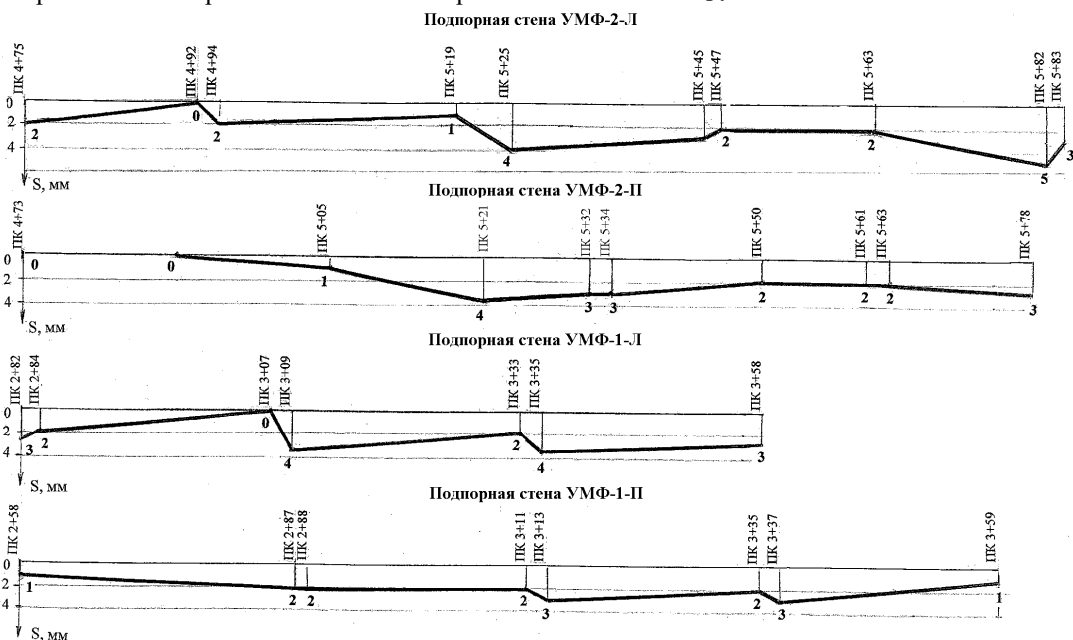


Рис. 5. Диаграммы распределения результирующих плановых смещений (в мм), закрепленных анкерными сваями подпорных стен рамповых участков тоннеля съезда №3 при реконструкции Киевского шоссе (с 10.07.05 г. по 03.09.05 г. по верху стен).

Основная часть котлована АВК-1, глубиной 10,5 м, крепилась преднапряженными анкерами с тягами из ТВШ, защищенными по свободной длине пластиковыми трубами (установлено 1465 шт.), а участок длиной 50 м, при той же глубине, крепился анкерными микросваями «Титан», которых было установлено 70 штук.

Проект крепления опытного участка ограждающей «стены в грунте» по оси «Г» между осями «20-22» при помощи анкерных микросвай «Титан» был разработан НИЦ «Тоннели и метрополитены» по заданию Корпорации «Транстрой».

Математическое моделирование и расчет параметров крепления (тип штанг, длина и шаг анкерных свай, расчетные нагрузки)

производились при помощи ППП «Креп» и комплекса «PLAXIS 2D version 8.2». Обоснованные расчетами и реализованные в натуре крепление опытного участка включало установку анкерных свай в два яруса (*рисунки 6 и 7*).

На первом ярусе были установлены сваи длиной 18 м, при типе несущей штанги 52/26 и диаметре буровой коронки 130 мм. На втором ярусе длина свай составляла 15 м, использовались штанги типа 73/53 с буровой коронкой 175 мм. Все сваи были установлены под углом наклона к горизонту 15^0 с шагом в ярусе 1,4–1,7 м.

В процессе разработки грунта и ведения строительных работ одновременно проводился мониторинг за смещениями как участ-

ка стены, закрепленной анкерными микросваями, так и соседних стен с преднапряженными анкерами, что дало возможность сравнить эти значения. Следует отметить, что преднапрягаемые анкеры устраивались также по технологии «Титан» из ТВШ типа 52/26 для первого яруса и 73/53 для второго яруса. Общая длина анкеров первого яруса 21 м при заделке 10 м, второго яруса – 18 м

при заделке 10 м Свободная длина тяг изолировалась при помощи защитной пластиковой трубы-оболочки, устанавливаемой в процессе забуривания составляющих 3-х метровых звеньев. Анкеры блокировали на ограждении с усилием предварительного напряжения $A_6=30$ тс для первого яруса и $A_6=44$ тс для второго.

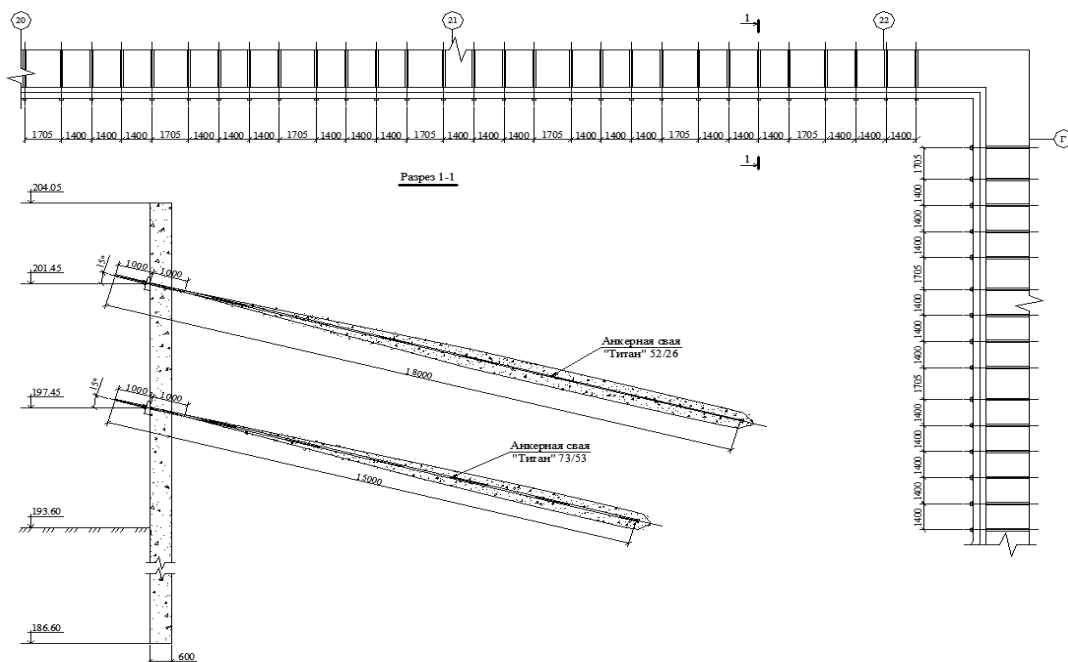


Рис. 6. План и схема крепления анкерными сваями ограждения котлована при строительстве подземного терминала АВК-1.



Рис. 7. Закрепленная анкерными сваями ограждающая стена котлована подземного терминала АВК-1.

На рисунке 8 представлены диаграммы распределения результирующих плановых

смещений верха ограждающих стен за 2,5 месяца наблюдений в процессе строительства в котловане, до бетонирования ж.б. плиты основания и возведения постоянных конструкций.

Смещения закрепленной анкерными сваями стены по оси Г/20-22 находились в пределах 13 мм, при смещениях, закрепленной преднапряженными анкерами, смежной стены по оси 22/Г-В до 10 мм. Смещения противоположной опытному участку ограждающей стены по оси В/18-20, ближней к башне КПД и административному зданию аэропорта, находятся в интервале значений 7-29 мм.

Т.о. данные мониторинга показывают, что для условий строительства в глинистых грунтах, смещения ограждающих и подпорных стен на участках крепления анкерными

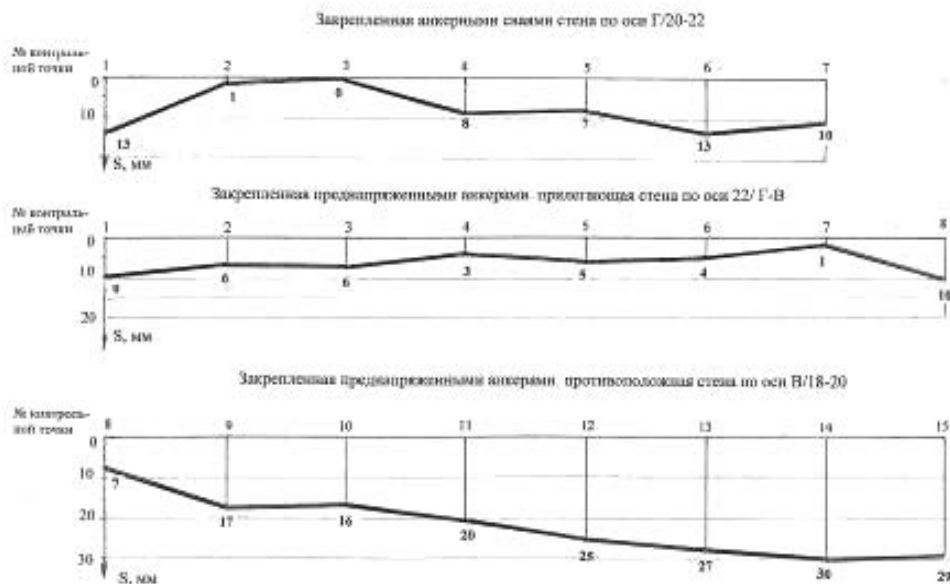


Рис. 8. Диаграммы распределения результирующих плановых смещений (в мм), закрепленных анкерными сваями и предварительнонапряженными анкерами ограждающих «стен в грунте» котлована АВК-1 «Внуково» (с 17.08.06 г. по 31.10.06 г. по верху стен).

микросваями «Титан» и предварительнонапряженными анкерами, при соответствующих друг другу конструктивных параметрах, отличаются незначительно. При этом следует отметить, что обоснованная расчетами длина свай была на 3 м меньше длины анкера в соответствующем ярусе.

Проводившийся динамометрический контроль за нагрузками на анкерные сваи первого яруса, показал наибольшее фактическое значение усилия $A_{\phi}=18$ тс при расчетном усилии $A_p=25$ тс, определенном с учетом возможного действия тяжелой крановой нагрузки рядом с бровкой котлована.

Для части анкерных микросвай, установленных в котловане АВК-1 по оси Е/14-15, производилась отработка технологии закрепления свай в грунте с применением т.н. многократной динамической опрессовки, когда для повышения прочности и сплошности ствола анкерной сваи, а также сцепления с грунтом инъекция производится без промежуточной выстойки, с одновременным обратным вращением винтовой тяги с буровой коронкой при скорости 20-30 об/мин.

Все установленные сваи были подвергнуты статическим испытаниям осевой выдерживающей нагрузкой. За счет выполненной после каждой ступени разгрузки, смещения были разделены на остаточные и упругие.

По стандартной методике определено среднее ожидаемое значение т.н. условной свободной длины сваи ($L_{св}$), соответствующей упругим деформациям (S_y).

Таблица 1. Сводные данные испытаний всех установленных свай

Параметры	Анкерные сваи		
	Участок Г/20-22		Участок Е/14-15
	1-й ярус	2-й ярус	2-й ярус
Количество, шт	31	30	9
Общая длина*, м	18	15	18
Длина свай в грунте ($L_{сг}$), м	16,5	13,5	16,5
Тип ТВШ	52/26	73/53	73/53
Испытательное усилие, тс	44,6-60	45,6-60	90
Среднее значение общих смещений ($S_{общ}$), мм	14,01	11,32	16,58
Среднее значение упругих смещений ($S_{упр}$), мм	10,24	9,04	13,25
Среднее значение остаточных смещений ($S_{ост}$), мм	3,77	2,28	3,32
Среднее значение фактич. свободной длины ($L_{св}$), м	7,37	7,50	5,16

* с учетом выпуска

По результатам выполненных работ, а также с учетом анализа зарубежного опыта, в 2007 г. разработан Стандарт СТО-ГК «Трансстрой»-023-2007» «Применение грунтовых винтонабивных анкеров и свай с тягой из трубчатых штанг «Титан», устанавливающий правила проектирования и расчета конструктивных решений, технологии устройства, испытаний и приемки этого вида геотехнических конструкций.

ВЫВОДЫ

По результатам проведенных исследований и опыта устройства различных геотехнических конструкций с применением анкерных микросвай «Титан» в 2004-2007г.г. можно сделать следующие выводы:

1. Ненапрягаемые высококонесущие и малодеформируемые анкерные микросваи «Титан» могут использоваться для крепления подпорных стен и ограждений котлованов наряду с преднапряженными анкерами. Выбор типа крепления должен производиться для каждого конкретного объекта с учетом величин допускаемых смещений и осадок фундаментов и близлежащих сооружений.

2. Наиболее целесообразно использовать анкерные сваи в качестве несущих элементов постоянных конструкций.

3. В случае непосредственного примыкания разрабатываемого котлована к зданиям и сооружениям, для обеспечения малодеформируемости ограждающей конструкции, целесообразно устройство предварительно напрягаемых анкеров и анкерных свай с задаваемым проектом повышенным усилием блокировки на ограждении.

4 Анализ экспериментальных данных по испытаниям показывает, что выдергивающее усилие передается в грунт не по всей длине анкерной сваи, а только в корневой части. Наличие свободной длины сваи подтверждается результатами откопки стволов пробных свай.

5. При проектировании и расчетах крепления ограждений котлованов и подпорных стен с использованием анкерных свай из ТВШ, для учета фактической свободной длины сваи, в пределах которой отсутствует передача выдергивающей нагрузки в грунт, значение условной свободной длины сваи в глинистых грунтах предлагается принимать по следующим зависимостям, полученным

эмпирическим путем:

$L_{св}=0,30 \cdot L_{сз}$ – для свай, устраиваемых без технологического перерыва с использованием «динамической опрессовки»;

$L_{св}=0,50 \cdot L_{сз}$ – для свай, устраиваемых с выдержкой перед опрессовкой более 4-х часов, где $L_{сз}$ – длина сваи в грунте.

ЛИТЕРАТУРА

1. ТУ-5264-001-56705770-2004. Технические условия. Трубчатые винтовые штанги и соединительные элементы к ним.
2. Стандарт СТО-ГК «Трансстрой»-023-2007» «Применение грунтовых винтонабивных анкеров и свай с тягой из трубчатых штанг «Титан».

Оценка влияния техногенных факторов на изменение характеристик грунтов при устройстве подземного пространства большого объема

Р.А. Мангушев, Н.В. Ошурков, А.В. Игошин

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет
Санкт-Петербург, Россия

Рассмотрены методика и результаты исследования изменений характеристик грунтового массива под влиянием устройства подземной части здания. Приводятся численные оценки изменения деформационных и прочностных характеристик грунтов в котловане и вне котлована в основании зданий окружающей застройки. Показана целесообразность оперативного контроля изменения геотехнических условий строительства с применением методов статического зондирования и последующим использованием уточненных характеристик грунтов для оценки зоны влияния строительства, а также для геотехнического прогноза взаимного влияния строительства и окружающей застройки.

1. ВВЕДЕНИЕ

Практика современного строительства подземных пространств большого объема в условиях плотной городской застройки требует учета влияния техногенных факторов на изменение характеристик грунтов в ходе строительства. Эти изменения касаются как грунтов в основании возводимого сооружения, так и в стороне от него - в зоне влияния строительства. Особую актуальность учет изменений характеристик грунтов приобретает при вскрытии котлована большого объема в сложных геотехнических условиях. Такая информация позволяет провести геотехнические расчеты для уточнения напряженно-деформированного состояния грунтов основания с целью прогноза осадок сооружения и соседних зданий на наиболее ответственных стадиях разработки котлована.

Техногенное воздействие на грунт основания может иметь как локальный, так и общий (территориальный) характер. Локальные изменения грунтов основания при выполнении работ по производству свай в грунте по различным технологиям рассмотрены нами ранее в работах [1, 2].

В настоящей статье рассмотрены изменения характеристик грунтов при устройстве котлована размером 150 x 80 м глубиной 12,5 м в условиях плотной

застройки и слабых грунтов Санкт-Петербурга.

2. ОСНОВНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПОДЗЕМНОЙ ЧАСТИ СООРУЖЕНИЯ И ЗДАНИЙ ОКРУЖАЮЩЕЙ ЗАСТРОЙКИ.

Ограждающие и распорные конструкции котлована включали в себя:

Шпунтовое ограждение, выполненное из металлического шпунта AU Arcelor 18, погруженный вибрированием на глубину 21 м.

Ограждающая «стена в грунте», выполненная из секущихся грунтоцементных свай, изготовленных методом Jet-grouting, усиленных металлическими двутаврами № 40 и установленных с шагом 1,0 м. «Стена в грунте» с установленными двутаврами и шпунт поверху объединены железобетонной балкой шириной 2,3 м и высотой 1,15 м.

Горизонтальная грунтоцементная диафрагма, предусмотренная на глубине 11,5–14 м, изготовлена по технологии Jet-grouting. Проектная прочность материала диафрагмы на одноосное сжатие не менее 1,0 МПа, модуль деформации – не менее 400 МПа.

Временные буронабивные сваи длиной 29 м, диаметром 600 мм, устроенные внутри котлована по сетке с шагом 6 x 6 м.

Постоянные буровые сваи диаметром от 800 мм до 1200 мм, являющиеся постоянными конструкциями в составе плитного ростверка и устроенные ниже дна котлована.

Распорные железобетонные плиты, возводимые по мере разработки котлована на отметках -4.41 и -11.1 м (верх плит). Плита на отметке -4,41 имеет толщину 400 мм и опирается на временные сваи. Плита на отметке -11,1 имеет толщину 1200 мм и ее основанием служат постоянные буровые сваи.

Обвязочные балки на отметке -8,11 м и участки поперечных стен с целью обеспечения дополнительной жесткости ограждения котлована в этом уровне.

Окружающая застройка представляет собой 4-7-ми этажные жилые здания дореволюционной постройки с продольными и поперечными несущими стенами и ленточными фундаментами. Наиболее близко от котлована расположены 4-х и 5-ти этажные здания – на расстоянии 14 м.

Влияние работ, связанных с вибропогружением шпунта, устройством постоянных и временных свай, создания грунтоцементной горизонтальной и вертикальной диафрагмы могли привести к серьезным изменениям физико-механических и прочностных характеристик грунтов в котловане и за его пределами.

По данным предпроектных изысканий 2005 г. инженерно-геологическое строение участка характеризуется следующим залеганием грунтов.

Насыпной слой (ИГЭ-1) мощностью от 1,5 до 3,4 м, представлен мелким строительным мусором, песками разной крупности и супесями пластичными.

Под насыпными грунтами залегают литориновые (озерно-морские) отложения, представленные песками пылеватыми (ИГЭ-2) мощностью от 2,4 до 4,5 м и суглинками пылеватыми (ИГЭ-3) мощностью от 1,2 до 2,0 м. Литориновые пески и суглинки обладают тиксотропными свойствами. Подстилающие их озерно-ледниковые отложения представлены суглинками пылеватыми, ленточными, текучими (ИГЭ-4). Мощность озерно-ледниковых отложений составляет от 3,4 до 8,3 м. Эти грунты также

как и литориновые осадки относятся к тиксотропным грунтам.

Ледниковые отложения представлены супесями пылеватыми с линзами песка (ИГЭ-5) мощностью от 0,7 до 4,9 м, суглинками легкими пылеватыми с линзами и прослоями песка разной крупности тугопластичными (ИГЭ-6) мощностью от 1,7 до 9,3 м, суглинками легкими пылеватыми зеленовато-серыми с линзами, прослоями песка и щебнем песчаника, полутвердой консистенции (ИГЭ-7) мощностью от 0,9 до 6,1 м.

Ледниковые отложения залегают на коренных отложениях вендского комплекса верхнекотлинской подсвиты, представленных голубовато-серыми, зеленовато-серыми и голубовато-зелеными пылеватыми глинами, кровля которых вскрыта на глубине 22,4-28,0 м.

Кровля коренных глин до глубины 27,2-32,7 м затронута ледниковой дислокацией, для них характерны включения редкого гравия (ИГЭ-8). Ниже залегают глины пылеватые твердые плитчатые (ИГЭ-9). Вскрытая мощность коренных глин составляет 2,4-10,8 м.

3. МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЯ ГРУНТОВОГО МАССИВА.

Оценка влияния устройства подземного пространства на характеристики грунтов была выполнена путем сравнительного анализа результатов статического зондирования, полученных в 2005 и 2009 г. В 2005 г. статическое зондирование было выполнено ООО «Изыскатель» в ходе предпроектных изысканий*. Зондирование осуществлялось зондом СРТ шведской фирмы Geotech AB, соответствующим типу II российской классификации [6].

В 2009 г. статическое зондирование выполнялось Научным и производственно-консалтинговым центром геотехнологий Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета по программе научно-технического сопровождения строительства. Зондирование

* Авторы благодарят специалистов ООО «Изыскатель» за любезно предоставленные файлы данных статического зондирования, выполненного ими в 2005 г.

проводилось в период после завершения устройства свай, ограждения котлована и разработки котлована на 2/3 его глубины, то есть до осуществления наиболее ответственного этапа работ – вскрытия нижней части котлована.

С учетом интенсивной разработки котлована по методу «Top-Down» и крайней стесненности на строительной площадке исследования были проведены с применением современного многоканального зонда CPT-U фирмы «Geotech AB» PROBE No. 3531. По ГОСТ 19912-2001 зонд соответствует типу II [6]. Погружение зонда производилось шведской малогабаритной самоходной геотехнической установкой RIG 204D фирмы Geotech AB. (рис. 1).



Рис. 1. Статическое зондирование грунтов на площадке № 1



Рис. 2. Погружение зонда на площадке № 3

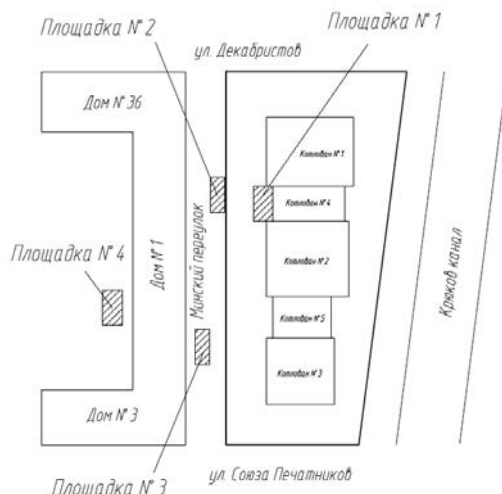


Рис. 3. Схема размещения площадок статического зондирования

Для проведения опробования грунтов методом статического зондирования были выбрано 4 площадки – одна в котловане и три за его пределами. На каждой из них выполнено от 6 до 14 пунктов статического зондирования, размещенных на расстоянии не более 1 м друг от друга (рис. 3).

Размещение пунктов зондирования на каждой площадке принято линейным вдоль ограждения котлована с тем, чтобы в сечениях, удаленных от ограждения на различные расстояния, зафиксировать средние характеристики грунтов.

Основными параметрами, использованными для определения физико-механических характеристик, служили сопротивление грунта внедрению конуса q_c и трение по боковой поверхности f_s . Дополнительными параметрами состояния и свойств грунтов служили поровое давление u , температура t , угол наклона зонда T по отношению к вертикали. Эти параметры использовались для оценки условий зондирования, неоднородности и изменчивости характеристик грунта. Учитывая возможность измерения состава и вида грунта под влиянием техногенного воздействия, для каждого инженерно-геологического элемента был выполнен контроль неизменности вида грунта по Р. К. Robertson et al. [3, fig 5.7] с использованием q_c и параметра $R_f = (f_s/q_c) \cdot 100\%$. Оценка показателей физико-механических

характеристик грунтов производилась с использованием таблиц и номограмм СП 11-105-97 [4] и ТСН 50-302-2004 [5].

4. РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ ИЗМЕНЕНИЙ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТОВОГО МАССИВА

Использование числовых файлов регистрируемых параметров в точках зондирования, сопоставление их с материалами предыдущих статических зондирований 2005 г. и статистическая обработка совокупности данных позволили построить графики изменений средних значений изучаемых параметров для каждой площадки исследования.

Так на площадке № 1, расположенной в зоне котлована на глубине 4 м, выполнено 14 пунктов зондирования. Грунты этой площадки более всего подвергались интенсивному воздействию строительства при вибропогружении шпунта, при устройстве постоянных и временных буровых свай, выполненных под обсадной трубой шнеком по технологиям SOB и DDS. Кроме того в этой зоне производилось устройство горизонтальной и вертикальной грунтоцементной диафрагмы в грунте по технологии jet grouting.

Для этой площадки на рис. 4 приведены изменения по глубине параметров q_c и f_s . Кровля горизонтальной грунтоцементной диафрагмы зафиксирована на глубине 7,7 м.

На площадке № 2, расположенной на расстоянии 2,6 м от котлована, выполнено 10 пунктов зондирования. Зондирование осуществлялось на расстоянии 0,3 м от боковой поверхности железобетонной обвязочной балки наружного ограждения котлована. Грунты на этой площадке подвергались воздействию строительства при вибропогружении шпунта и при устройстве вертикальной стены в грунте, выполненной по технологии jet grouting. Кроме этого грунты находятся под влиянием нагрузок от близ расположенного дома.

На площадке № 3, расположенной на расстоянии 5,6 м от котлована, выполнено 8 пунктов зондирования, расположенных на расстоянии 3,3 м от наружной грани

железобетонной обвязочной балки наружного ограждения котлована.

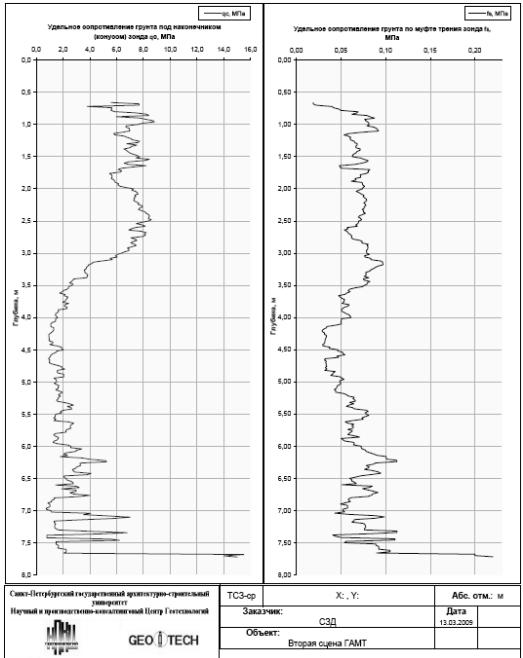


Рис. 4. Графики средних значений q_c и f_s

На наиболее удаленной от строительства площадке № 4, расположенной во дворе жилого дома на расстоянии 25 м от котлована, выполнено 6 пунктов зондирования.

Средние значения параметров q_c и f_s на глубине 2,3-21,4 м этой площадки приводятся на рис. 5.

Для сопоставительного анализа изменения грунтового массива под воздействием строительства по данным статического зондирования для каждого инженерно-геологического элемента (ИГЭ) были получены средние значения контролируемых параметров q_c , f_s и R_f .

Графики, отображающие средние значения этих параметров для каждого ИГЭ, представлены на рис. 6 в сопоставлении с инженерно-геологической колонкой.

Средние значения параметров q_c и f_s в 2005 г. были получены по данным зондирования в 8-ми пунктах, расположенных вдоль Минского переулка между площадками №№ 1, 2 и 3.

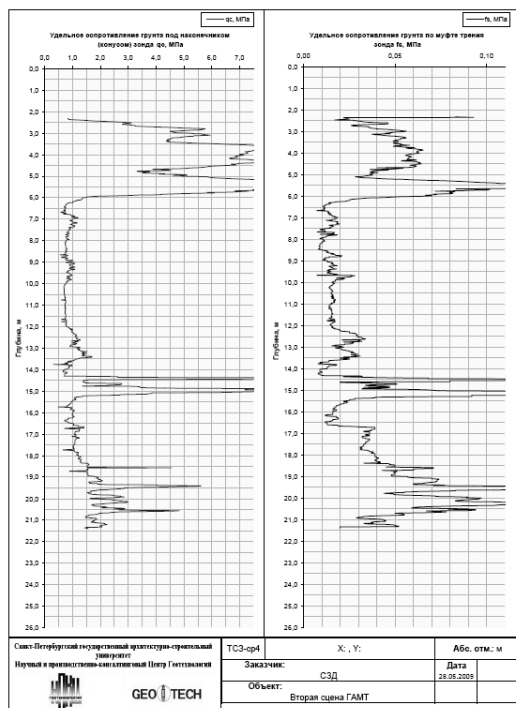


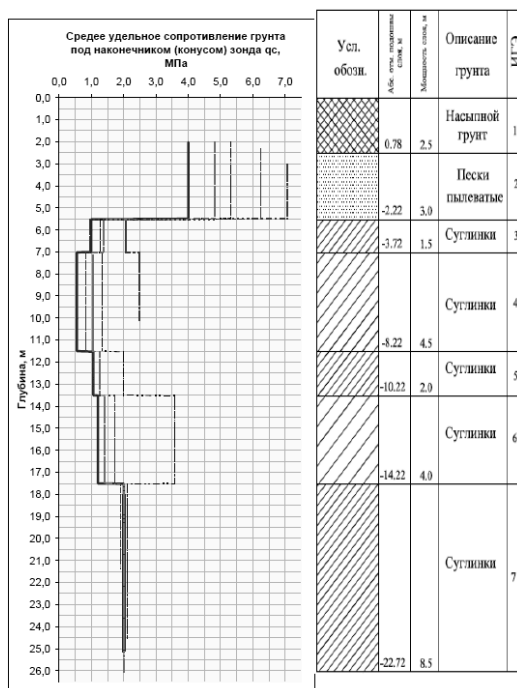
Рис. 5. Графики средних значений q_c и f_s

Анализ приведенных данных показал, что наибольшему воздействию от техногенных воздействий при строительстве подверглись грунты верхней части разреза – ИГЭ-2, 3 и 4, залегающие в котловане. Из сравнения графиков следует, что сопротивление грунтов статическому зондированию на площадке № 1 под воздействием строительства увеличилось более чем в 2 раза.

За пределами котлована на расстоянии 0,3 м от железобетонной обвязочной балки наиболее значительное увеличение сопротивления грунта q_c , f_s отмечено в суглинках ИГЭ-5 и 6.

На расстоянии 3,3 м от ограждения котлована сопротивление грунта зондированию увеличилось не более чем на 50% по сравнению с сопротивлением грунта до начала строительства.

Отмеченные изменения характеристик грунтового массива в сторону увеличения отчетливо наблюдаются только до глубины 17,5 м в ИГЭ 2...6.



- ООО "Изыскатель"
- площадка № 1
- площадка № 2
- площадка № 3
- площадка № 4

Рис. 6. Графики средних значений q_c на площадках №№ 1-4 в 2009 г., совмещенные с графиками этих же параметров в 2005 г.

Увеличение значений прочностных и деформационных характеристик грунтов, отмеченное при повторном зондировании, может объяснено как уплотнением грунтов ИГЭ 2...6 от техногенного воздействия при изготовлении большого количества свай, восстановлением структурных связей, а также частичным упрочнением грунтов в процессе изготовления цементно-грунтовых диафрагм методом jet grouting.

Ниже, в ледниковых суглинках ИГЭ-7, изменение сопротивления грунтов зондированию проявляется незначительно.

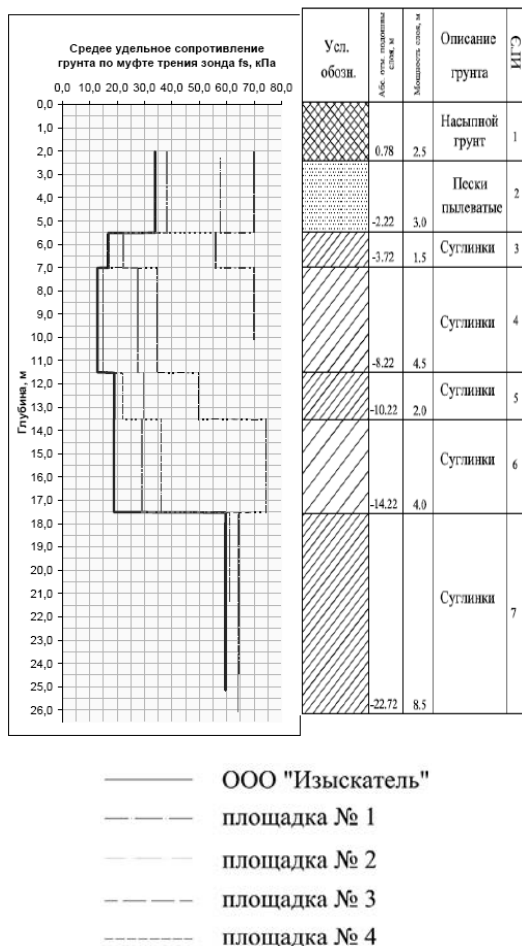


Рис. 7. Графики средних значений φ_s на площадках №№ 1-4 в 2009 г., совмещенные с графиками этих же параметров в 2005 г.

Проверка возможного изменения вида грунта была произведена для ИГЭ-2...7 по средним значениям параметров q_c и R_f . Результаты проверки свидетельствуют об отсутствии изменения вида грунтов под влиянием строительства. Этот вывод позволил в дальнейших расчетных схемах использовать как ранее принятые инженерно-геологические элементы, так и новые, отличающиеся показателями физико-механических характеристик.

На основании статистической обработки данных статического зондирования грунтов с использованием таблиц и номограмм нормативных документов [4, 5] получены уточненные значения модуля деформаций E , удельного сцепления c и угла внутреннего

трения φ грунтов, залегающих на территории строительства (табл. 1, 2 и 3).

Таблица 1. Уточнение значения модуля деформации E , МПа по результатам статического зондирования

№№ ИГЭ	Е, МПа			
	2005 г.	Номера площадок		
		№ 1	№ 2	№ 3
2	12,0	21,0	16,0	14,4
3	7,0	14,0	9,0	10,0
4	3,5	17,5	10,0	7,0
5	9,3	-	11,5	9,8
6	9,3	-	15,0	9,6
7	12,0	-	12,0	12,0

Таблица 2. Уточнение значения удельного сцепления c , кПа по результатам статического зондирования

№№ ИГЭ	с, кПа			
	2005 г.	Номера площадок		
		№ 1	№ 2	№ 3
2	-	-	-	-
3	20,0	30,0	23,0	23,0
4	17,0	29,0	23,2	20,5
5	25,0	-	34,0	27,0
6	25,0	-	43,0	30,0
7	35,0	-	35,0	36,0

Таблица 3. Уточнение значения угла внутреннего трения φ , град. по результатам статического зондирования

№№ ИГЭ	φ , град			
	2005 г.	Номера площадок		
		№ 1	№ 2	№ 3
2	29,0	31,4	30,2	29,8
3	15,4	15,7	15,5	15,5
4	9,8	10,0	10,0	9,9
5	25,0	-	25,0	25,0
6	25,0	-	25,5	25,0
7	26,0	-	25,0	25,5

Значения измененных в результате техногенного воздействия характеристик грунтов по каждому из элементов и по каждой из рассмотренных зон были использованы для уточненного геотехнического прогноза напряженно-

деформированного состояния грунтов основания котлована и окружающего грунтового массива при поэтапном возведении строящегося сооружения с оценкой влияния строительства на здания окружающей застройки. Расчеты выполнялись по конечноэлементной программе «PLAXIS» с использованием 24-х инженерно-геологических элементов (рис. 8).

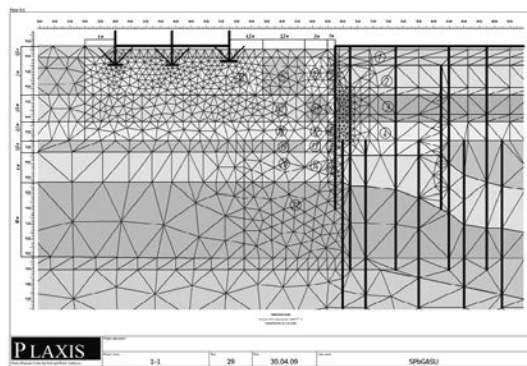


Рис. 8. Расчетная схема измененного грунтового основания

ВЫВОДЫ.

1. Использование методов современного статического зондирования и анализ результатов позволили оперативно оценить изменение характеристик грунтов в котловане строящегося здания и около него от влияния техногенных воздействий.

2. Увеличение значений прочностных и деформационных характеристик грунтов, отмеченное при повторном зондировании, объясняется уплотнением грунтов ИГЭ 2...6 от техногенного воздействия при изготовлении большого количества буронабивных свай, восстановлением структурных связей, а также частичным упрочнением грунтов в процессе изготовления цементно-грунтовых диафрагм методом jet grouting.

3. Использование в расчетах методом конечных элементов по программе «PLAXIS» результатов измененных характеристик грунтов, позволили с большей достоверностью оценить напряженно-деформированное состояние грунтового массива и дать прогноз устойчивости и

деформаций строящегося сооружения и соседних зданий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мангушев Р.А., Ошурков Н.В., Игошин А.В. 2005 г. Использование передвижной установки для целей реконструкции и строительства в стесненных условиях Санкт-Петербурга. Сборник докладов международной научно-практической конференции «Реконструкция Санкт-Петербурга – 2005», Часть 1, СПб, 2005, с. 214-218.
2. Мангушев Р.А., Ошурков Н.В., Арутюнов И.С., Ершов А.В. 2007 г. Исследование механических характеристик грунтов при устройстве буровых свай проходным шнеком. Межвузовский сборник трудов «Научно-практические и теоретические проблемы геотехники». Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 2007, с. 91-104.
3. T. Lunne, P. K. Robertson and J. J. M. Powell. Cone Penetration Testing in geotechnical practice. Sponpress, 2001, 312 p.
4. СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть 1. Общие правила производства работ. ГОССТРОЙ России. М., 2001 г.
5. ТСН 50-302-2004. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. ГОССТРОЙ России. М., 2004 г.
6. ГОСТ 19912-2001. Грунты. Метод полевых испытаний статическим зондированием. Москва, 2001 г.

Экспериментальное исследования напряженно деформированного состояния грунтовых оснований глубоких фундаментов

И.Т. Мирсаяпов, А.А. Абдуллаев
КазГАСУ, Казань, Россия

АННОТАЦИЯ: Приведены результаты экспериментальных исследований напряженно деформированного состояния грунтовых оснований моделей глубоких фундаментов, при однократном кратковременном статическом нагружении. Выявлены характерные зоны вовлечения грунтового массива в работу системы глубокий фундамент – грунтовое основание. Получены новые данные о развитии напряженно-деформированного состояния в различных зонах грунтового массива, окружающего модель глубокого фундамента.

1. ВВЕДЕНИЕ

В современной России, растущие темпы строительства высотных зданий и комплексов в стесненных условиях городской застройки и в сложных инженерно-геологических условиях обуславливают необходимость совершенствования существующих методов проектирования оснований и фундаментов, разработанных для зданий и сооружений, высотой не выше 10-15 этажей, при давлениях на основание не более 300 кПа. В этом случае, как правило, усилия от надземной части здания или сооружения прикладываются на фундамент в виде распределенной нагрузки или систему сосредоточенных сил. И это позволяло с небольшой погрешностью пренебречь взаимовлиянием основания, фундамента, подземной и надземной частей сооружения. Однако, с ростом этажности здания и размеров фундаментов в плане необходимость совместного расчета напряженно-деформированного состояния системы «основание – фундамент – надземная часть здания» значительно возросла, так как в этом случае вовлекаются огромные массивы грунта, как под фундаментами, так и за ограждающей конструкцией (Мирсаяпов И.Т., Абдуллаев А.А. 2009., Тер-Мартirosян 2003, 2006).

В связи с вышеизложенным, возникает необходимость в совершенствовании методов расчета глубоких фундаментов с учетом

взаимодействия с окружающим грунтовым массивом.

В настоящей работе авторами исследуется напряженно-деформированное состояние глубокого фундамента и развитие напряжений в окружающем глубокий фундамент массиве грунта.

2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОБОСНОВАНИЕ

Экспериментальные исследования проводились в лабораторном лотке со следующими размерами 1,0х1,0х1,0 м.

В качестве модели глубокого фундамента использовался деревянный короб 200х200х500 мм, с деревянной плитой, расположенной в 100мм от нижнего края стенки и без плиты. Также, использовался короб аналогичных размеров, обтянутый полимерной пленкой для исключения трения о боковую поверхность.

Установка модели глубокого фундамента устраивалась путем послойной отсыпки грунта с послойным уплотнением трамбовкой прямоугольного сечения.

Грунтом основания являлась супесь полутвердая (ГОСТ 25100-95) (модуль деформации 5,01 МПа, угол внутреннего трения 18° , удельное сцепление 4,1 кПа, плотность 1,78 т/м³). Давление в грунтовом массиве определялось с помощью датчиков давления в грунте.

Схема глубокого фундамента и его нагружения, а также схема расположения измерительных приборов и датчиков давления в грунте приведены на рисунке 1.

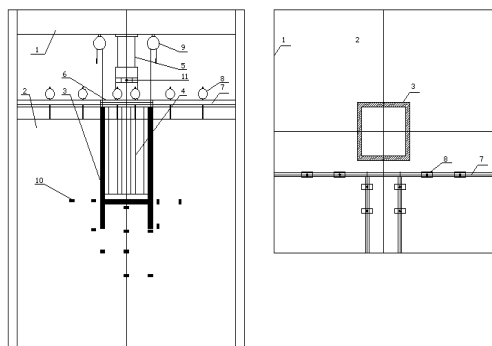


Рис. 1. Схема установки нагружения модели глубокого фундамента и расположения датчиков давления в грунте 1-объемный лоток; 2-грунтовой массив; 3-модель глубокого фундамента; 4-устройство для передачи нагрузки на плитную часть; 5-гидравлический домкрат; 6-траверса; 7-рама для установки датчиков; 8-датчики часового типа; 9-прогибомеры; 10-грунтовые датчики; 11-динамометр.

Далее опишем последовательность происходящих в грунтовой массиве процессов на примере испытания модели фундамента, где нагрузка воспринимается как боковой, так и плитной частью фундамента.

1 этап (0-250 кг) (рис. 2) характеризуется уплотнением грунта в боковых зонах в уровне сочленения плиты и стены глубокого фундамента. Датчики вертикального и горизонтального давления, расположенные под пятой модели глубокого фундамента (11,17) сразу же, после приложения нагрузки выходят из строя. Начинается формирования уплотненного ядра в основании глубокого фундамента и периферических зонах.

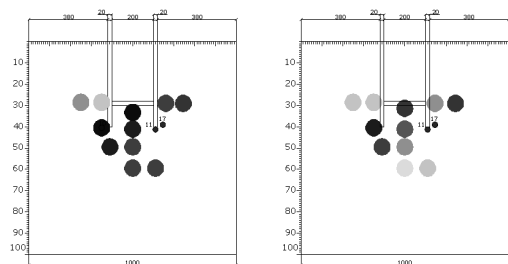


Рис. 2. приращения давления в различных точках грунтового массива на 1 и 2 ступени приложения нагрузки

2 этап (250-750 кг) (рис. 3) Следует отметить образование и доуплотнение уже имеющихся уплотненных зон по бокам модели глубокого фундамента. Напряжение в зоне расположения датчика 6, расположенном под пятой модели фундамента возрастает до возможного предела датчика. Из чего следует сделать вывод об окончании формирования уплотненного ядра в основании плитной части глубокого фундамента.

3 этап (750-1500 кг) (рис. 4) характеризуется значительным приращением перемещения в зоне, на 20 см ниже под пяты модели фундамента. Вертикальная составляющая приращения в боковых зонах вновь уменьшается. Из вышесказанного следует, что периферические уплотненные зоны сформированы и перемещения внутри этих зон минимальны.

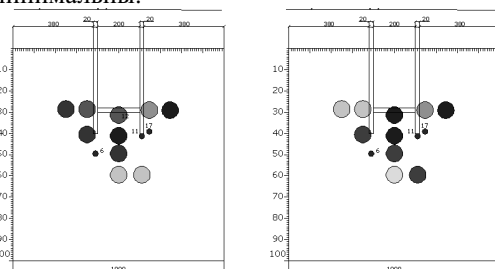


Рис. 3. приращения давления в различных точках грунтового массива на 5 и 6 ступени приложения нагрузки

4 этап (1500-1750 кг) (рис. 5) характеризуется равномерным значительным приращением давления во всех наблюдаемых точках грунтового массива. Осадка модели фундамента происходит непрерывно – сформировалось уплотненное ядро в основании глубокого фундамента и уплотнились периферические зоны, происходит осадка всего сформированного массива.

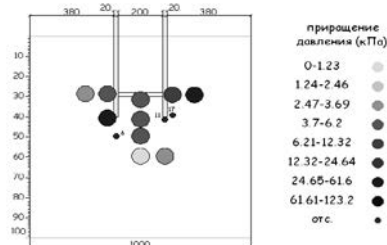


Рис. 4. приращения давления в различных точках грунтового массива на 7 ступени приложения нагрузки

На основании вышеизложенного предполагается следующая картина развития уплотненных зон в грунтовом массиве, окружающем глубокий фундамент.

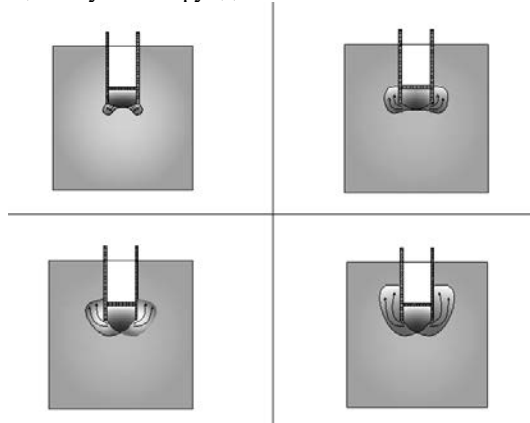


Рис. 5. Развитие уплотненных зон на 4 этапах в экспериментах с моделью фундамента, с несущей плитной частью и боковой поверхностью.

В случае с моделью фундамента только с несущими стенами, мы будем наблюдать следующую картину.

1 этап (0-300кг) происходит значительное приращение осадки модели глубокого фундамента, сжимается толща грунта под фундаментной пяткой. Осадка модели фундамента и сжатие грунтовой толщи между стенами модели фундамента приводят к значительному приращению давления в этой зоне. Начинается движение грунта из под пяты внутрь фундамента и наружу.

2 этап (300-600кг) продолжается сжатие грунтовой толщи в пространстве между стенами фундамента, формируется уплотненное ядро в основании модели фундамента.

3 этап (600-900кг) ядро, сформировавшееся в основании модели фундамента, совместно с самим фундаментом продолжает интенсивнее выдавливать грунт из под фундамента. Растет давление под фундаментной пяткой и давление в горизонтальной плоскости.

4 этап (900-1000кг) Происходит значительная осадка модели фундамента. Продолжается приращение давления в зоне между стенами фундамента, непосредственно у пяты модели фундамента, прекратилось интенсивное приращение давления под пятой.

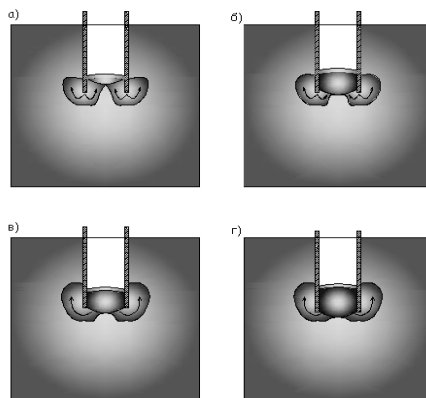


Рис. 6. Развитие уплотненных зон на 4 этапах в экспериментах с моделью фундамента без плиты - с несущей боковой поверхностью.

Модель фундамента, обернутая в полимерную пленку, в результате чего несущей является только плитная часть, демонстрирует следующее поведение.

1 этап (0-200кг) характеризуется значительным приращением давления под пяткой глубокого фундамента и вертикального давления в плоскости плитной части глубокого фундамента. Начинается движение грунта из под плитной части фундамента.

2 этап (200-500кг) наблюдается приращение давления непосредственно под плитной частью фундамента. Формируется уплотненное ядро в основании фундамента. Продолжается движение грунта из под пятки фундамента.

3 этап (500-800кг) заметно движение грунта в горизонтальной плоскости, выпучивание грунта на поверхности, продолжается рост давления под пяткой.

4 этап (800-900кг) Наблюдается значительное приращение осадки фундамента, сильно возрастает давление под пяткой фундамента, движущаяся толща грунта создает значительное приращение горизонтального давления в плоскости плиты.

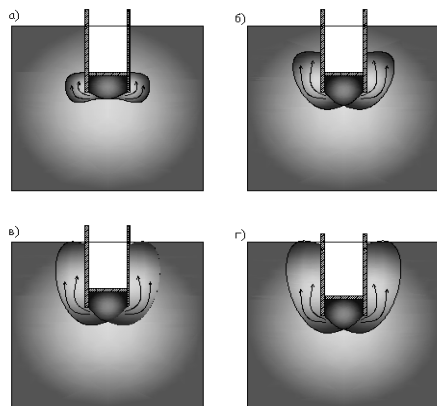


Рис. 7. Развитие уплотненных зон на 4 этапах в экспериментах с моделью фундамента обернутой в полимерную пленку, с несущей плитной частью.

Характер развития осадки модели фундамента глубокого заложения приведен на рис. 6.

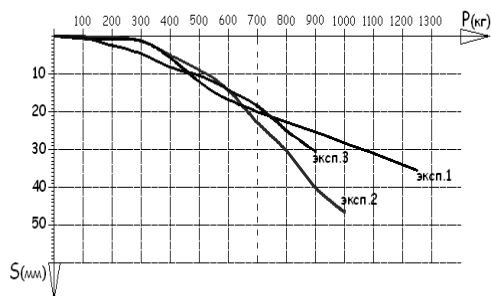


Рис. 8. График зависимости “нагрузка-осадка” эксперимент 1 – модель с несущими стенками и плитой; эксперимент 2 – модель с несущими стенками; эксперимент 3 – модель с несущей плитой.

Исходя из полученных данных, можно сделать следующие выводы о несущей способности, отдельных элементов модели глубокого фундамента:

До нагрузки в 400 кг в восприятии нагрузки участвуют только боковая поверхность глубокого фундамента как в случае с 1 так и 2 эксперимента. После чего в работу включается плитная часть фундамента.

При нагрузке в 600 кг исчерпывается несущая способность боковой поверхности глубокого фундамента.

При нагрузке в 700 кг исчерпывается несущая способность плитной части.

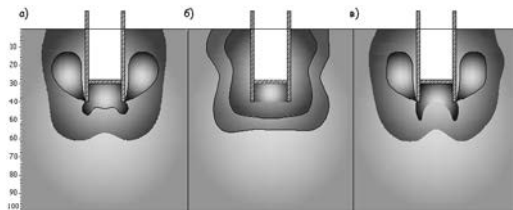


Рис. 9. Развитие уплотненных зон в трех сериях экспериментов.

3. ЧИСЛЕННЫЕ ЭКСПЕРИМЕНТЫ

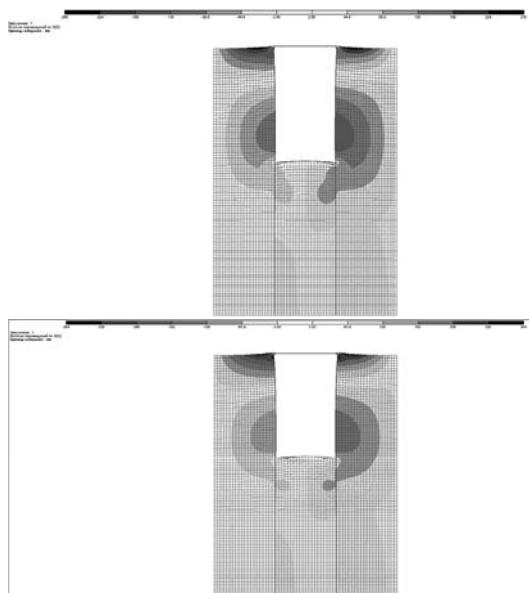
В рамках исследований напряженно деформированных оснований грунтовых фундаментов проводились испытания аналитических моделей глубоких фундаментов с применением программного комплекса ЛИРА 9.4.

Рассматривалась плоская расчетная схема.

Грунт с расчетными характеристиками задавался как 481 элемент – грунт.

Конструкция глубокого фундамента задавалась универсальным стержневым элементом. Нагрузка прикладывалась ступенями.

Результаты проведенных испытаний приведены на рис.8.



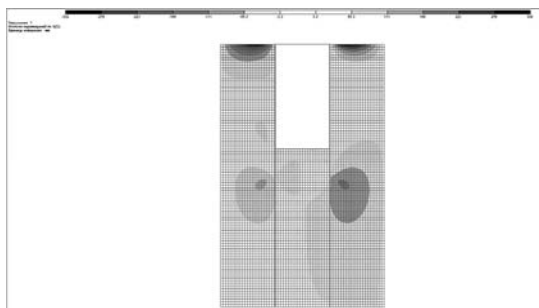


Рис. 10. Результаты проведенного численного испытания. Изополя перемещений по оси X при нагрузке 1250кг для а) модели фундамента с плитной частью и боковым трением; б) без плитной части; в) модели фундамента, обернутой в полимерную пленку.

Численные эксперименты подтверждают результаты лотковых испытаний. Изополя перемещений отражают качественную картину происходящих в грунтовом массиве процессов – образование уплотненного ядра в основании глубокого фундамента и развитие уплотненных периферических зон.

4. РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ ГЛУБОКОГО ФУНДАМЕНТА

На основании вышеизложенного процесса деформирования грунтов основания, предлагается расчетная модель глубокого фундамента.

Основываясь на выдвинутой гипотезе можно представить следующие две расчетных схемы фундамента глубокого заложения.

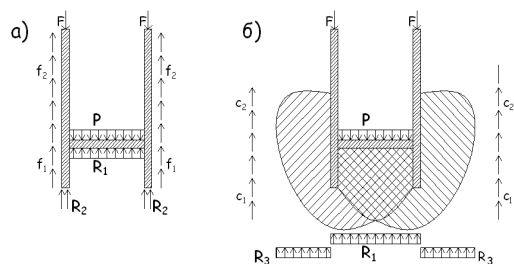


Рис. 11. а) Расчетная схема ФГЗ при давлении до 50кПа; б) Расчетная схема ФГЗ при давлении свыше 50кПа

P – Распределенная нагрузка на фундамент;
 F – сосредоточенная нагрузка на фундамент;
 R_1 – сопротивление грунта под плитой фундамента;
 R_2 – сопротивление грунта под пятой фундамента.

R_3 – сопротивление грунта под условным фундаментом;
 f_1 – сопротивление трению грунта ненарушенной структуры;
 f_2 – сопротивление трению грунта нарушенной структуры.
 c_1 – удельное сцепление частиц грунта выше подошвы фундамента;
 c_2 – удельное сцепление частиц грунта ниже подошвы фундамента.

Исходя из выдвинутой гипотезы об образовании уплотненных зон и следовательно концепции распределения нагрузок в периферическом пространстве фундамента глубокого заложения, следует определять несущую способность Фундамента Глубокого Заложения следующим образом.

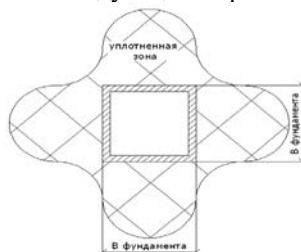


Рис. 12. Условная схема образования уплотненных зон в массиве грунта, окружающем глубокий фундамент

Выражение для расчета несущей способности ФГЗ можно записать в виде:

$$F_{\text{общ}} = F_{\text{пл}} + F_{\text{пер}} = R_1 \times A_{\text{пл}} + R_3 \times 4A_{\text{пл}} \quad (1)$$

где $F_{\text{общ}}$ – общая несущая способность ФГЗ;

$F_{\text{пл}}$ – несущая способность плиты;

$F_{\text{пер}}$ – периферийная несущая способность уплотненной зоны;

R_1 – сопротивление грунта под плитной частью фундамента, при объемном сжатии грунта. В первом приближении принимаем по методике Биареза (Цытович Н.А. 1961);

$$R_1 = \alpha \cdot \gamma \cdot d^2 \cdot \sin \delta \quad (2)$$

δ – угол трения грунта о боковую грань модели фундамента

γ – объемный вес грунта

$$\alpha = 2.6$$

d – глубина заложения фундамента

$A_{\text{пл}}$ – площадь плитной части фундамента;

$$R_3 \approx k_{\text{экс}}(R_1) \times 4A_{\text{пл}}; \quad (3)$$

где $k_{\text{экс}}$ – экспериментальный коэффициент примерно равный 0.25.

По предложенной методике, была определена несущая способность двух испытанных

моделей глубоких фундаментов. Расчетные величины приведены в таблице 1.

Таблица 1. Сопоставление расчетной и экспериментальной несущей способности моделей ФГЗ

№ модели	F плиты	F пер.	F _{общ}	F _{эсп.}	Δ
ФГЗ-1	1084	273	1357	1500	10.5
ФГЗ-2	1108	243	1321	1450	9.7

Результаты сопоставления и расчетных данных по предложенной методике, приведенные в таблице 1 показывают хорошую сходимость.

5. ВЫВОДЫ

После анализа существующих методов расчета фундаментов глубокого заложения и проведения экспериментальных исследования моделей ФГЗ можно сделать следующие выводы:

1) Аналитические исследования напряженно-деформированного состояния грунтовых оснований глубоких фундаментов показывают, что при приложении нагрузки на фундамент глубокого заложения, происходит образование и развитие уплотненного ядра в основании такого фундамента, с выклиниванием грунта из пространства, окружающего основание глубокого фундамента. Сказанное подтверждается серией проведенных экспериментов, где в результате перемещения грунтовой массы, происходит образование и развитие уплотненных ядер в массиве грунта, окружающем глубокий фундамент.

2) Образованием плотных зон объясняется замедление осадки фундамента глубокого заложения и, соответственно, рост его несущей способности.

3) Полученные результаты показывают целесообразность применения двух расчетных схем – традиционной и с учетом периферийных уплотненных зон.

4) Проведенные исследования несущей способности Фундамента Глубокого Заложения, показывают, что с ростом нагрузки на основание, доля участия плитной части в общей несущей способности глубокого фундамента возрастает, тогда как несущая способность по боковой поверхности уменьшается, что обосновано развитием уплотненных зон в периферийной части грунтового массива, окружающего фунда-

мент.

5) Проведенные экспериментальные и теоретические исследования показывают, что доля участия плитной части фундамента глубокого заложения и его боковой поверхности составляет 75% и 25% соответственно.

6. ЛИТЕРАТУРА

- Мирсаяпов И.Т., Абдуллаев А.А. *Экспериментально-теоретические исследования моделей глубоких фундаментов «Известия КазГАСУ»*, 2009, №12 – С. 162-166
- Тер-Мартirosян З.Г. *Основы расчета осадок высотных зданий, возводимых в глубоких котлованах «ОФМГ»*, 2003, № 5.– С.27-30.
- Тер-Мартirosян З.Г. *Геомеханические проблемы высотного строительства «ОФМГ»*, 2006, № 2.– С.15-19.
- Цытович Н.А. *Доклады к V Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению*. – М.: Госстройиздат, 1961.
- ГОСТ 25100-95 Грунты. Классификация.
- СНиП 2.02.01-83*. *Основания зданий и сооружений* / Госстрой. 40 с. М.: Стройиздат, 1985.
- СП 50-102-2003 *Проектирование и устройство свайных фундаментов*. 82 с. Москва, Госстрой России, 2004.

К вопросу об определении усилий в грунтовых анкерах и преднапряженных конструкциях.

А.И. Мороз*, А.А. Аникин*

* ОАО «НИЦ «Строительство» – НИИОСП им. Н.М. Герсевича, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Исследована на механической модели принципиальная схема переносного устройства для определения действующих усилий в грунтовых анкерах при креплении бортов глубоких котлованов, позволяющая по выявленному критерию определять фактические усилия в требуемый момент эксплуатационного периода в отличие от стационарно применяемых комплексов, устанавливаемых при натяжении анкеров.

Особенность современного строительства в условиях плотной городской застройки состоит в том, что в зоне его влияния оказываются здания, сооружения и инженерные коммуникации, для сохранности которых предъявляется повышенное требование к креплению бортов котлована, его жесткости и устойчивости. С этой точки зрения накладывается ограничение на максимальное перемещение верха ограждения котлована. Вместе с тем, для обеспечения свободного доступа в котлован и ускорения процесса строительства, ограждающие конструкции предпочтительно возводить без распорных элементов и расстрелов.

Одним из таких способов, при котором котлован освобождается от расстрелов, является установка крепления с анкерами, обеспечивающими приложение к обвязочному поясу ограждения наклонного усилия от их натяжения, горизонтальная составляющая которого и заменяет распорки между параллельными бортами котлована. Положительным фактором является то, что анкерное крепление можно использовать при любой ширине котлована. Тем не менее, его выбору должно сопутствовать технико-экономическое обоснование, так как это крепление, как и любой способ, кроме достоинств в виде отсутствия расстрелов имеет и свои недостатки. Например, установка анкеров по ярусам всегда оставляет на некоторое время в пределах этой высоты

верх ограждения без поддержки анкеров, что в дальнейшем в известной степени компенсируется их натяжением.

Вместе с тем, анкерное крепление обладает важной особенностью, состоящей в том, что натяжение анкеров вносит изменения в напряженно-деформированном состоянии (НДС) бортов котлована. Специфика воздействия анкерного крепления на грунт бортов котлована состоит в появлении двух мощных усилий, направленных друг к другу: первое – со стороны обвязочного пояса, прижимающего ограждение к грунту борта котлована, и второе – усилие от якоря к обвязочному поясу. Используемые параметры анкерного крепления: шаг, ярусы, усилия натяжения – дают основание с достаточной степенью адекватности рассматривать работу такой конструкции по схеме плоской задачи (плоская деформация грунта бортов котлована). Это означает, что область грунта между ограждением и якорями анкеров, расположенными в глубине массива, оказывается сжатой. В результате создается предварительное напряженное состояние, которое препятствует развитию областей предельного равновесия массива в этой зоне, разуплотнению грунтов и способствует защите зданий и сооружений, расположенных в ней, от осадок и деформаций и, как следствие, от изменения категории зданий.

Однако такое сжатие накладывает свой отпечаток и на деформационные процессы.

Натяжение анкера приводит к деформациям области грунта между якорем и ограждением, что способствует просадке поверхности грунта, расположенной за анкерами (Петрухин и др., 2004). С другой стороны, одна из особенностей силового воздействия штанг в этой области грунта состоит в том, что, помимо горизонтальной составляющей, возникает значительная вертикальная составляющая от якорей анкеров, направленная вверх, в результате возникновения эффекта плоского клина (Мороз и Аникин, 2008). Область грунта выше анкеров оказывается подвергнутой подъемной силе, которая вызывает напряжение сжатия, приложенное как к грунту, так и к подошве фундаментов зданий и сооружений в зоне влияния строительства. Она также создает дополнительную нагрузку на обделку коллекторов инженерных коммуникаций, и может стать источником негативных воздействий, особенно в тех случаях, когда указанные усилия оказываются неравномерными вдоль ограждения котлована.

Результаты мониторинга осадок здания на Верхней Первомайской улице, д.44 в г. Москве показали, что после натяжения анкеров первого яруса в фундаменте стены, выходящей в сторону котлована, произошел небольшой подъем (Мороз и Аникин, 2008), который привел к появлению в здании новых дефектов в виде волосяных трещин и раскрытию ранее обнаруженных. При этом корни анкеров располагались глубже подошвы фундаментов на 8,5 м и частично заходили под фундамент в вертикальном створе. Вместе с тем, натяжение анкеров второго яруса, заложение которых было выполнено глубже анкеров первого яруса на ~ 2 м, не привело к изменению полярности в деформациях фундаментов здания, что является следствием изменения НДС от сжатия грунта анкерами первого яруса.

Анализ приведенных данных, а также результаты других исследований показывают, что сочетание анкеров с ограждением оказывается эффективным только в том случае, если контролируются усилия в анкерах в период эксплуатации и известны результаты мониторинга усилий, действующих в анкерах в процессе сооружения котлована. Для этого должны быть разработаны способы фактического определения усилий при принятой цикличности изме-

ний, поскольку в большинстве преднапряженных конструкций, в том числе грунтовых анкерах, со временем происходит падение первоначально заданных усилий. Фактическая картина распределения усилий в элементах этих конструкций в период эксплуатации становится неизвестной. Поэтому одновременно с устройством анкера в его концевой части устанавливают приборы, например, динамометры различных модификаций или домкраты для регистрации усилий, позволяющие по истечении времени судить об их изменениях по показаниям этих агрегатов (Петрухин и Шулятьев, 2008). Такая система приборов, по сути, является стационарной и регистрирует усилие натяжения только того анкера, на котором она установлена при его натяжении.

Целью настоящей работы является разработка принципиальной схемы инвентарного устройства для определения действующих усилий в анкерах в полевых условиях с выборочным или сплошным контролем по всей площади ограждающей стенки. Для разработки такой схемы и отработки оснастки устройства, основой которой являлись результаты практики, была изготовлена механическая модель, в которой при приложении внешнего воздействия на данную систему один элемент (моделирующий грунт) является сжатым, а другой (анкер) – растянутым. По сути, эта система после фиксации усилия анкера и снятия внешней нагрузки представляет собой по аналогии с железобетоном (Сахновский, 1960) преднапряженную конструкцию с внутренними усилиями сжатия и растяжения.

Перераспределение усилий в элементах данной системы от действия внешней нагрузки приведено на рис.1. На этой схеме представлен установленный на стену ограждения (1) анкер в виде стержня (2), натяжение которого, зафиксированное с помощью гайки (5), приводит область грунта, находящуюся между якорем (3) и гайкой (5), в сжатое состояние. Усилие растяжения P (эпюра приведена справа) через шайбу (4) передается гайкой на анкер, при этом верхняя часть стержня (хвостовик) находится в ненапряженном состоянии (рис.1, а).

Следующая операция включает приложение к верхней ненапряженной части стержня дополнительного усилия растяжения ΔP , например домкратом, меньшего P (рис.1, б), таким образом, чтобы распорная

система между хвостовиком анкера и опорной площадкой натяжного устройства была замкнутой, обеспечивающей передачу реакции от домкрата на стену (1).

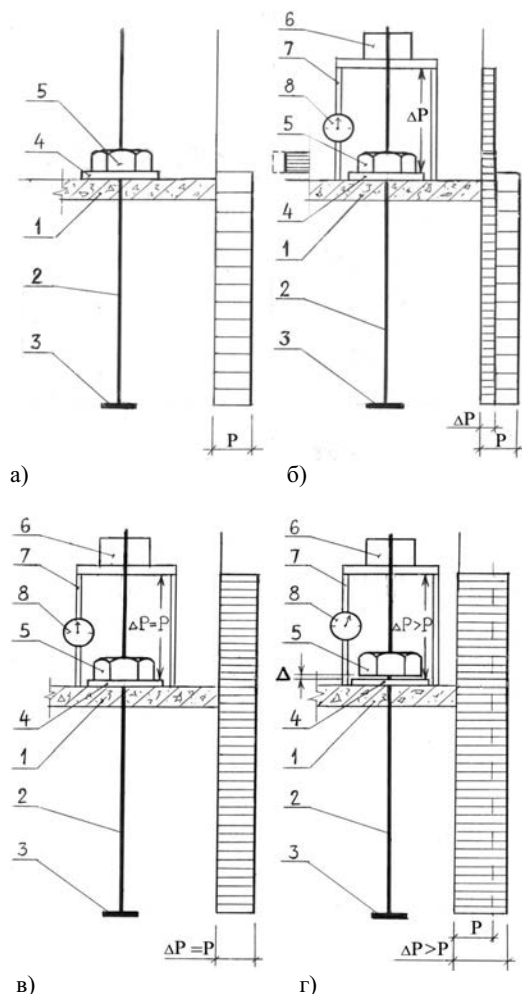


Рис.1. Перераспределения усилий в динамометрическом устройстве при применении дополнительной нагрузки ΔP (б, в, г) к анкеру: 1 – стена ограждения, 2 – анкер, 3 – корень анкера, 4 – шайба, 5 – гайка, 6 – домкрат, 7 – упорная рама, 8 – измеритель деформаций

Усилие, прикладываемое домкратом (6), с одной стороны, будет передаваться на весь стержень, а с другой – ослабит точно на такую же величину действие гайки (5), которая должна быть свободной от жесткого соединения с ограждением, на шайбу (4) и, следовательно, на стену. Поэтому общее усилие растяжения в части анкера между корнем и гайкой не изменится и останется на

уровне величины P вплоть до того момента, пока значение дополнительного усилия от домкрата ΔP не сравняется с действовавшим усилием P в этой части анкера (рис.1, в). В то же время уменьшающееся усилие от гайки на опорную плиту в этот момент станет равным нулю.

Дальнейшее увеличение нагрузки ΔP приведет к росту усилия во всех частях анкера от действия этой системы, а также появлению приращения деформации между опорным элементом и хвостовиком анкера (рис.1, г), которое можно зарегистрировать. Момент образования зазора между этими элементами будет отвечать действовавшему усилию растяжения в анкере.

Эффективность предложенной модели (рис.2) была проверена в НИИОСП в лабораторных условиях. В опытах усилие растяжения к стержню прикладывали в режиме ступенчато возрастающего нагружения с одновременным контролем показания индикатора часового типа с точностью 0,01 мм.

После приложения к концевым элементам устройства усилия, равного 16 кН, это напряженное состояние фиксировали с помощью гайки, после чего внешнюю нагрузку снимали.

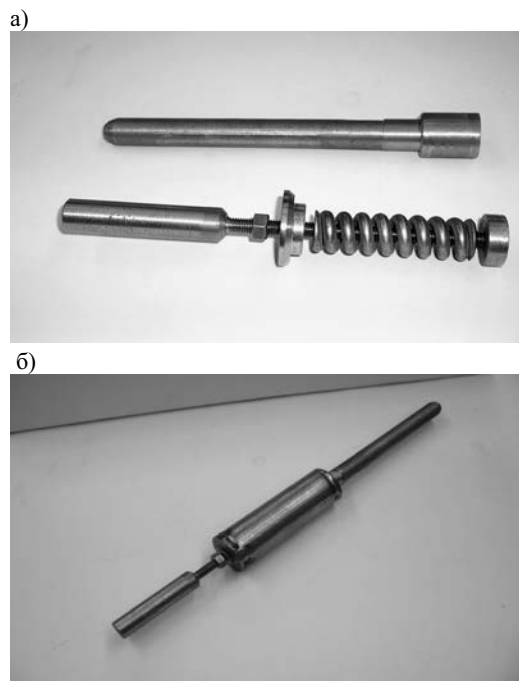


Рис.2. Механическая модель анкерного крепления в собранном (а) и разобранном (б) видах

При повторном нагружении стержень, находящейся в напряженном состоянии, характеризуемом точкой А (рис.3), начинали вновь растягивать с одновременной регистрацией деформаций и построением зависимости нагружение – деформация.

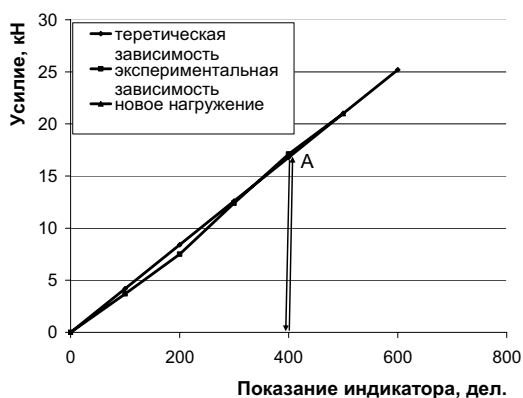


Рис.3. Диаграмма зависимости между усилием и деформацией в циклах нагружения, разгрузки и повторного нагружения механической модели

Повторное растяжение модели выявило полную аналогию с теоретическими исследованиями, показавшими, что при приложении внешней нагрузки происходит перераспределение усилий между элементами преднапряженной конструкции. Эти усилия станут равными нулю в точке А. Анализ результатов опытов в процессе монотонного увеличения внешней нагрузки показал, что только при превышении уровня ранее действовавшего усилия произошло дискретное изменение угла наклона указанной зависимости на графике (см.рис.3).

На рис. 4 приведены результаты опытов, в которых предварительное натяжение было равным 12 кН, с построением указанной зависимости с начала координат. Небольшой наклон графика до точки перегиба характеризует относительное удлинение стержня при растяжении. При достижении усилия в 12 кН произошло резкое изменение производной dP/dl .

Таким образом, с помощью замкнутой силовой системы по точке (т.А) дискретного изменения зависимости $P = f(\Delta l)$ можно определить ранее действовавшее усилие в анкере. В результате многократных испытаний, помимо подтверждения работоспособности принципиальной схемы, сформулированы технические требования к конструкции

информационного узла регистрации момента равенства нулю усилия между фиксатором натяжения и элементом устройства, на котором расположен этот фиксатор.

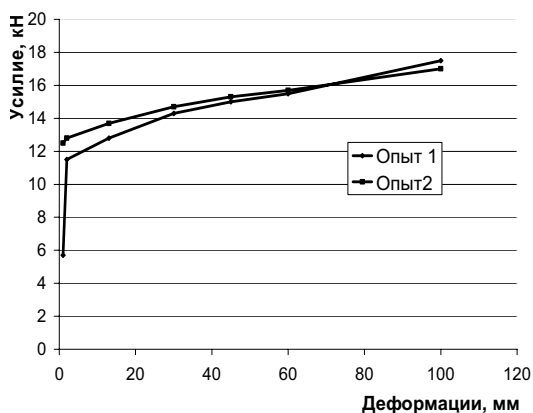


Рис.4. Вид графика при определении усилия в анкере, ранее растянутого нагрузкой 12 кН

Вывод. Выявлен критерий определения величины действующего усилия в анкерах и других преднапряженных конструкциях. При приложении внешней нагрузки (от домкрата) к наружному свободному элементу анкера с помощью переносного устройства действующее усилие в анкере определяют по моменту образования зазора между фиксирующим элементом (гайкой) и ограждением, т.е. по моменту начала приращения деформации между ними.

ЛИТЕРАТУРА.

- Мороз А.И., Аникин А.А. 2008. К вопросу о возможном влиянии натяжения анкеров на неравномерные осадки близлежащих зданий. *Научные труды НИИОСП им. Н.М. Герсеева*. Выпуск 99, с. 202-206.
- Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Мозгачева О.А. 2004. Опыт проектирования и мониторинга подземной части Турецкого торгового центра, *ОФимГ*, №5, с.2-8.
- Петрухин В.П., Шулятьев О.А. 2008. Геотехнические особенности строительства московского международного делового центра (ММДЦ) «Москва – СИТИ». *Труды междунар. конф. по геотехнике "Развитие городов и геотехническое строительство"*. Том 3, с.29 -65.
- Сахновский К.В. 1960. *Железобетонные конструкции*. М.: Госстройиздат.

Численное моделирование перемещений гибкой консольной подпорной стенки

Л.А. Строкова

Томский политехнический университет, г. Томск, Россия

АННОТАЦИЯ: Представлены результаты численного моделирования напряженно-деформированного состояния грунтового массива при устройстве котлована с ограждающей стенкой. Исследовано воздействие начального переуплотнения, выраженного через коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя, на величины смещений стенки и горизонтального эффективного напряжения. Показано, что этот параметр важно учитывать для переуплотненных глинистых грунтов.

1. ВВЕДЕНИЕ

С ростом урбанизированных территорий в последние десятилетия значительно возросло применение подпорных стен при устройстве котлованов, дорог. Из соображений безопасности проектирование подпорных стен требует установления предельных перемещений или деформаций грунтов, величина которых зависит от множества факторов, например, жесткости и конструктивных особенностей стенки, состава и физико-механических свойств грунтов, от предшествующей истории нагружения массива грунта, условий производства строительных работ и т.д. Для устранения неопределенностей проекта, увеличения точности решения приходится рассматривать множество вариантов с варьированием тех входных параметров модели, которые трудно определимы или не могут быть измерены явно. Так как расчеты проводятся на моделях с большим числом конечных элементов, это приводит к значительным затратам времени для рассмотрения каждого из вариантов. При оптимизации процесса составления цифровой расчетной схемы разумно определить самые чувствительные параметры. Анализ чувствительности позволяет оценить, насколько важны те или иные параметры для системы в целом, к каким параметрам чувствительно найденное решение (Строкова, 2008).

2. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ

Цель работы: оценить чувствительность напряженно-деформированного состояния грунтового массива при устройстве котлована с ограждающей консольной гибкой стенкой от возможного предварительного нагружения грунтового массива.

Методы. Для достижения поставленной цели было выполнено численное моделирование методом конечных элементов. Предварительное нагружение массива грунта оценивалось через коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя K_0 .

Для расчетов применялась упруго-пластическая модель с изотропным упрочнением программного комплекса PLAXIS (Brinkgreve et.al, 1997). Эта модель включает: в качестве поверхности разрушения – формулировку Мора-Кулона; для описания упругой области напряженно-деформированного состояния – гиперболическую формулировку Данкена-Ченга (1970) с изменяемыми модулями упругости для траектории первичного нагружения и траектории разгрузки – повторного нагружения; для описания пластических сдвиговых и объемных деформаций – две функции текущей деформации для девиаторного и изотропного нагружений соответственно.

Модель точно описывает поведение грунта при экскавации грунта, при устройстве подпорных стен и проходке туннелей,

сопровождающейся уменьшением среднего эффективного напряжения и одновременно мобилизацией сопротивления пород сдвигу. Ограничения модели: неспособность учесть явления анизотропии прочности и жесткости, ползучести и длительной прочности, непригодность для моделирования динамических процессов.

Для задания модели необходимы следующие параметры: секущий модуль упругости по трехосным испытаниям при 50% значении ($\sigma_1 - \sigma_3$), E_{50} либо тангенциальный модуль упругости по компрессионным испытаниям, E_{oed} ; модуль упругости при разгрузке-повторном нагружении по компрессионным испытаниям E_{ur} ; коэффициент Пуассона при разгрузке-повторном нагружении, по умолчанию $\nu_{ur} = 0.2$; показатель степени $m = 0.4$, для описания влияния ограничивающего давления на модуль упругости, определяется по компрессионным испытаниям; коэффициент бокового давления грунта $K_0 = \sigma_{xx} / \sigma_{yy}$ при консолидации, в условиях нормальной консолидации принимается по формуле Jáky: $K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$; эффективное сцепление по трехосным испытаниям c ; эффективный угол внутреннего трения по трехосным испытаниям; угол дилатансии ψ по трехосным испытаниям (КД), обычно $\psi = \varphi - 30^\circ$.

Таблица 1. Параметры грунтов

Название	Гравий	Глина	Песок верхний	Песок средний	Песок нижний
$\gamma_{unsat}, \text{кН/м}^3$	22	21	21	21	21
$\gamma_{sat}, \text{кН/м}^3$	23	21	21	22	21
$E_{50} = E_{oed}, \text{МН/м}^2$	90	60	90	100	120
$E_{ur}, \text{МН/м}^2$	180	120	180	200	240
ν	0.3	0.2	0.3	0.3	0.3
$c, \text{кН/м}^2$	0,5	25	0.5	0.5	0.5
$\varphi, \text{градус}$	37.5	25	35	35	35
$\Psi, \text{градус}$	0	0	5	5	5
K_0^{NC}	0.39	0.58	0.43	0.43	0.43

Расчеты проводились по двум вариантам. Для первого варианта, разрез представлен гравием (верхние 3 м), подстилаемый трехслойной толщей песка с различной степенью плотности, общей мощностью 37 м. Для

второго варианта верхний слой песка мощностью 17 м в эксперименте был заменен глиной. Уровень грунтовых вод расположен на 20 м ниже поверхности земли (рис.1). Сетка конечных элементов из неправильных треугольных 15-узловых элементов сгенерирована PLAXIS автоматически.

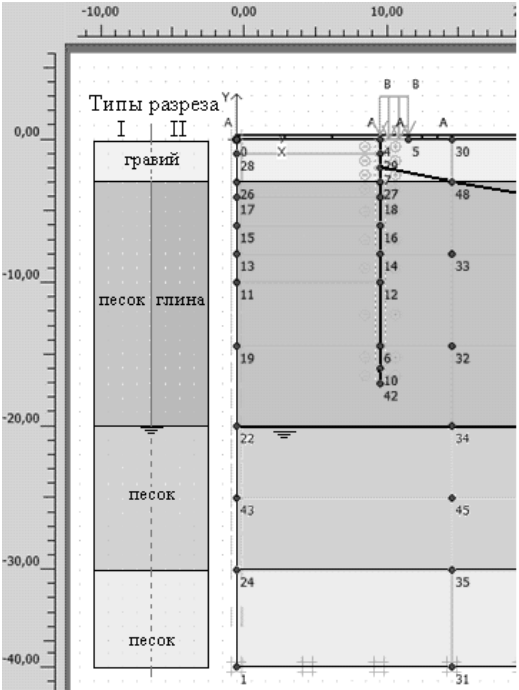


Рис. 1. Геометрическая модель участка

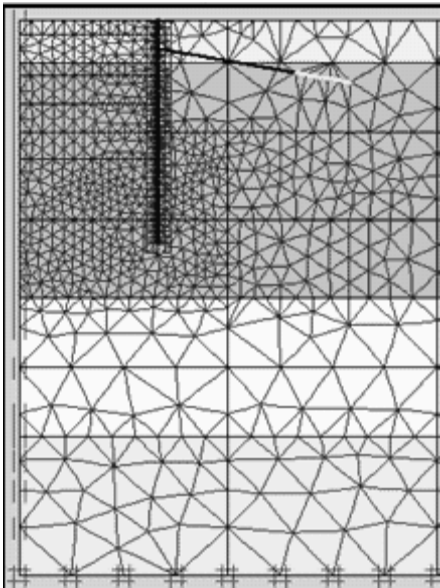


Рис. 2. Сетка конечных элементов

В области стенки и предполагаемой выемки грунта, т.е. в местах максимальной концентрации напряжений и значительных перемещений, сетка конечных элементов более мелкая (рис. 2).

Классическое устройство котлована с опраждающей стенкой в данном случае упрощается, т.к. уровень залегания грунтовых вод находится на глубине 20 м и не требуется проведение водопонижительных мероприятий. Остальные строительные операции в виде шагов расчета приведены в табл. 2.

Таблица 2. Фазы моделирования

Шаг	Описание фазы
1	Первоначальное напряженно-деформированное состояние. Активирование распределенной системы нагрузки AA, имитирующей плотность застройки.
2	Изготовление стены в грунте. Активация стены.
3	Выемка грунта до глубины 1 м.
4	Выемка грунта до глубины 3 м.
5	Устройство анкера (Node-to-node anchor), с силой предварительного напряжения 500 кН/м
6	Выемка грунта до глубины 4 м.
7	Выемка грунта до глубины 6 м.
8	Выемка грунта до глубины 8 м.
9	Последняя выемка грунта до глубины 10 м.

После составления базовой расчетной схемы для первого типа разреза, представленного гравием и песками, была создана аналогичная схема для второго типа разреза, представленного гравием, глиной, песками. После этого, для каждого типа разреза было создано по три расчетных схемы, отличающиеся коэффициентом бокового давления слоя грунта, залегающего в интервале 3...20 м, т. к. предварительными исследованиями установлено, что грунты испытали в ресс-вюрмские гляциалы большее напряжение, чем существует сейчас. Для песка вариации коэффициента K_0 приняты следующими 0,43; 0,6 и 0,8; для глины - 0,58; 0,7 и 0,9.

3. РЕЗУЛЬТАТЫ

Выходными параметрами расчетов являются эффективные горизонтальные напряжения в грунтовом массиве позади стенки и горизонтальные смещения стенки (рис. 3, 4).

Данные по напряжениям и перемещениям из окна вывода программы PLAXIS копируются в программу Microsoft Excel для выполнения последующего анализа данных и визуализации данных моделирования.

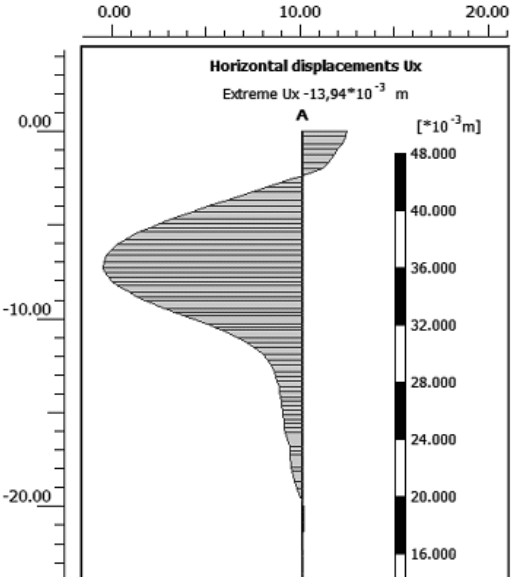


Рис.3. Горизонтальные смещения стенки

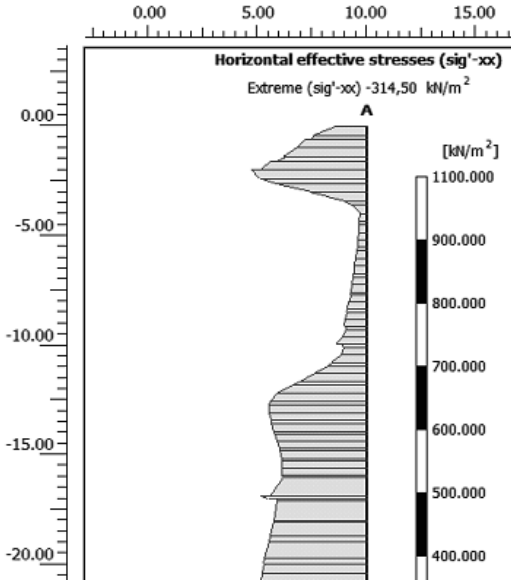


Рис. 4. Эффективные горизонтальные напряжения в грунтовом массиве позади стенки

Результаты эксперимента представлены на рис. 5 и 6. Примем в качестве эталонов расчеты, выполненные для I и II типов геологического разреза в условиях нормальной консолидации. Для сравнения положе-

ния линий на графиках $u_x=f(h)$ и $\sigma_v'=f(h)$ подсчитаем суммарные площади фигур под этими кривыми.

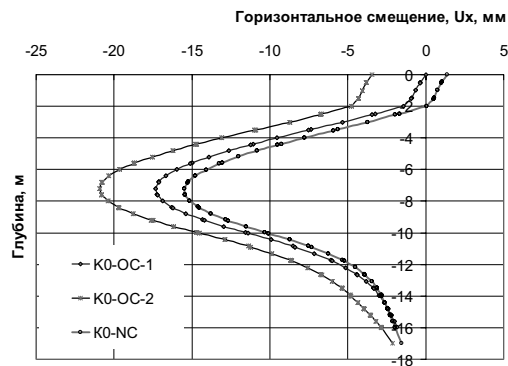


Рис. 5. Прогнозируемые горизонтальные смещения стенки

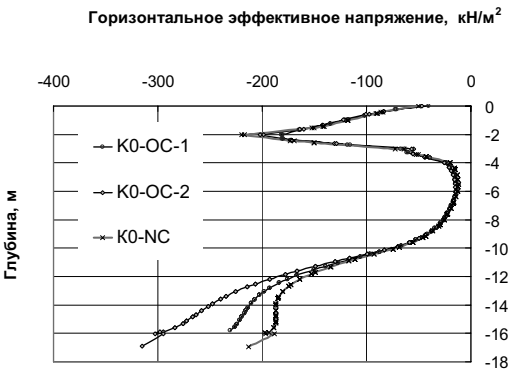


Рис. 6. Прогнозируемые горизонтальные эффективные напряжения позади стенки после экскавации грунта

Определим чувствительность выходных параметров к изменению входного параметра по каждому варианту расчета.

Таблица 3. Оценка чувствительности выходных параметров, в %

Выходной параметр		Горизонтальное смещение стенки, u_x		Горизонтальные напряжения, σ'_{xx}	
		Тип разреза		Тип разреза	
		I	II	I	II
Варируемый параметр K_0	K_0^{NC}	100	100	100	100
	K_0^{OC-1}	100	114	111	105
	K_0^{OC-2}	113	156	133	117

В качестве общего критерия оценки выбираем отклонение выходного параметра от эталонного (в процентах).

Считаем, что чем больше разница, тем выше чувствительность этого параметра. Находим вариант с наибольшим отклонением выходных параметров. Результаты анализа чувствительности представлены в табл. 3.

Результаты исследования однозначно подтверждают наибольшую чувствительность смещений от увеличения коэффициента бокового давления грунта для глин – смещения возросли в полтора раза.

По второму выходному параметру – горизонтальным эффективным напряжениям – наиболее чувствительным оказалось изменение коэффициента бокового давления грунтов для I-го типа разреза, менее чувствительно – это отразилось для II-го типа разреза.

4. ВЫВОДЫ

Как показано в ходе компьютерного моделирования, предварительное нагружение массива в ледниковый период, опосредовано выраженное через коэффициент бокового давления в состоянии покоя, играет важную роль в поведении грунта. Для предварительных расчетов допустимо использовать эмпирические формулы для определения K_0 , для стадии рабочей документации следует выполнять специальные лабораторные и полевые исследования.

Выполненный анализ чувствительности параметров является полезным инструментом для тестирования расчетных моделей. Простая оценка площади графиков напряжений и деформаций способна обнаружить влияние входных параметров на результаты расчета и учесть их при проектировании сооружения.

5. ЛИТЕРАТУРА

Строкова Л.А. Анализ чувствительности параметров при численном моделировании поведения грунтов // *Известия Томского политехнического университета*, 2008, Т. 313, № 1, с. 69–74.

Brinkgreve R.B.J. et.al. PLAXIS – Finite Element Code for Soil and Rock Analysis. 2D Version 8. – The Netherlands. Rotterdam: A.A. Balkema, 1997, 200 p.

Тоннели для подземной транспортной инфраструктуры и других сетей

О напряженно-деформированном состоянии грунтов впереди забоя подземной выработки

К.П. Безродный, В.А. Маслак, М.О. Лебедев
ОАО НИПИИ «Ленметрогипротранс», Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: В работе приведены результаты натурных исследований напряженно-деформированного состояния элементов опережающего крепления лба забоя при проходке подземных выработок в грунтах с низкой устойчивостью и величин смещения лба забоя внутрь выработки. Рассмотрена работа опережающего экрана из труб и косвенного армирования лба забоя фиберглассовыми инъекционными анкерами.

В большинстве случаев инженерно-геологические условия строительства тоннелей не позволяют ограничиваться какой либо одной схемой «технология проходки – технология крепления». Смена литологических разностей, глубин заложения, наличие нарушенных участков, наличие других подземных сооружений, необходимость обеспечения безосадочной проходки и других факторов, зачастую вызывают необходимость применения специальных способов проходки, одним элементом из которых является применение опережающего крепления. В настоящей работе речь пойдет об опережающих экранах из труб и косвенном армировании лба забоя фиберглассовыми инъекционными анкерами.

В статьях (Власов С.Н. и др., 1985) и (Власов С.Н. и др., 1986) были представлены технология сооружения и конструкция опережающих экранов из труб при проходке тоннелей в тектонически нарушенных грунтах. Во время возведения экранов и при проходке под их защитой были проведены натурные исследования статической работы системы «массив – экран – крепь». Для этого в трубы экрана и в арочно-бетонную крепь, сооружаемую при проходке выработки, были установлены струнные датчики деформаций ПЛДС-400. Кроме этого, по мере проходки вели измерения смещений контура выработки.

Было получено, что в трубах возникают

изгибающие моменты и нормальные силы, которые вызваны перемещением грунта внутрь выработки при ее проходке. Так изгибающие моменты вызваны вертикальными перемещениями, и нормальные силы – горизонтальными перемещениями грунта.

Характер изменения нормальных сил в трубах при преодолении двухпутным тоннелем протяженных зон тектонически нарушенных грунтов и ограниченных по протяженности зон тектонических разломов однопутным тоннелем представлены на рис. 1. Исходя из экспериментальных данных, труба работает, как балка на двух шарнирных опорах, расположенных по концам.

Пролет балки равен длине заходки во время проходки тоннеля под экраном.

Зная из натурных экспериментов максимальный изгибающий момент, действующий в трубе, определим нагрузку, которая вызывает этот момент. Примем нагрузку равномерно распределенной, тогда для двухпутного тоннеля вертикальная нагрузка, приходящаяся на 1 м^2 выработки будет равна $6,8 \text{ т}$. Для однопутного – 12 т .

Сравним эти величины с теми, которые дает СНиП II-44-78 в аналогичных условиях. Для двухпутного тоннеля: пролет выработки равен 10 м , высота 12 м , $\varphi = 60^\circ$, коэффициент крепости $f = 2$, вертикальная нагрузка равна $8,8 \text{ т/м}^2$. Для однопутного тоннеля: ширина выработки – 7 м , высота – 9 м , $f = 1$, вертикальная нагрузка равна 13 т/м^2 .

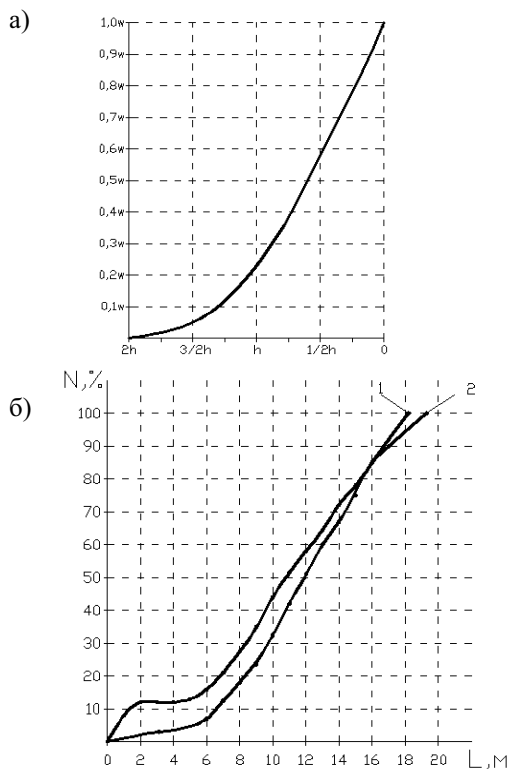


Рис. 1. Характер изменения перемещений а) и нормальных сил б) в трубах опережающего экрана: 1 – однопутный тоннель (тектонический разлом длиной 15 метров); 2 – двухпутный тоннель (протяженная зона тектонически нарушенных грунтов); L – пройденное расстояние (м); W , N % – горизонтальное смещение, нормальная сила в %.

Таким образом, нагрузки, вычисленные согласно СНиП и полученные в натуре, близки, и можно использовать для расчета опережающего экрана нагрузки, предлагаемые СНиПом.

Оценим природу и величину нормальных сил. Горизонтальное перемещение грунта в сторону выработки начинается впереди забоя. Полное перемещение по периметру забоя, в зоне расположения экрана, можем найти из выражения (Цитович Н.А., 1951):

$$W = \frac{4rp}{\pi C}, \quad (1)$$

где: r – радиус выработки; p – горизонтальное горное давление; $C = E_1 / (1 - \mu_1^2)$, E_1 – модуль деформации грунта; μ_1 – коэффициент поперечной деформации грунта.

Сжимающие напряжения в трубах будут равны:

$$\sigma = \frac{W}{l} E_2, \quad (2)$$

где E_2 – модуль упругости материала трубы; l – длина трубы.

Горизонтальные перемещения грунта по периметру забоя двухпутного тоннеля при: $r = 500$ см, $P = 5,5$ кг/см², $E = 7000$ кг/см², $\mu = 0,3$ составят 0,51 см. Нормальные напряжения в стальных трубах при этом будут равны 408 кг/см², а нормальные силы 6500 кг. Эта величина близка полученным значениям в натурных экспериментах.

Для однопутного тоннеля при: $r = 350$ см, $P = 5,5$ кг/см², $E = 7000$ кг/см², $\mu = 0,3$ горизонтальные перемещения грунта по периметру забоя составят 0,24 см. Нормальные напряжения будут равны 256 5 кг/см², а нормальные силы 4100 кг, что также близко к величинам, полученным в натуре.

Таким образом, в условиях тектонически нарушенных грунтов порядка 40% смещений контура выработки происходит впереди забоя тоннеля и начинаются они на расстоянии примерно двух радиусов выработки. Опережающие экраны из труб в зонах тектонически нарушенных грунтов можно рассчитывать на заданные нагрузки.

Следует отметить, что до момента омоноличивния труб и упора их в арочно-бетонную крепь в них действуют растягивающие нормальные силы.

Другой пример, на котором можно рассмотреть процессы, происходящие впереди подземной выработки, это сооружение руддвора и венттоннеля на шахте № 620 Петербургского метрополитена. Выработку сводчатого очертания шириной 610 см и высотой 705 см (рис. 2) сооружали в плотных протерозойских глинах с применением опережающего забой экрана из труб и фиброгласовых инъекционных анкеров (Александров В.Н. и др., 2008).

Для оценки напряженного состояния инъекционных анкеров в них были установлены струнные динамометры ПСАС 20 в нескольких местах по длине анкера (рис. 3).

После установки анкеров в проектное положение и последующей разработки забоя выполнялись измерения по датчикам после каждой заходки (табл.1 и 2).

На рисунке 4 представлен характер изменения нормальных сил и смещений в анкерах по мере продвижения забоя.

Совместный анализ таблиц 1 и 2 с кри-

выми (см. рис. 4) показывает, что датчики начинают включаться в работу при подходе забоя на 6 м. При дальнейшем приближении забоя усилия начинают резко возрастать.

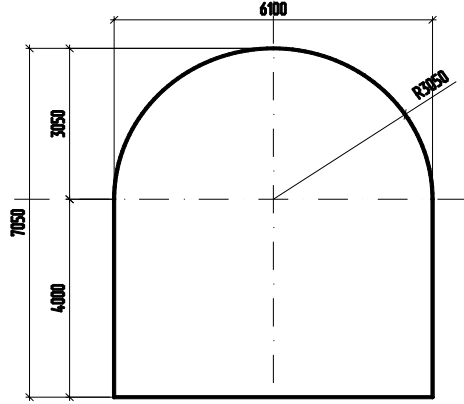


Рис. 2. Сечение тоннеля в свету

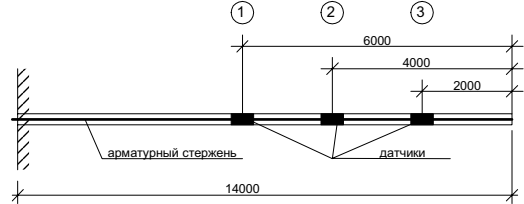


Рис. 3. Размещение датчиков по длине анкеров

Расчет напряжений в анкерах показывает существенные их величины (до 190 МПа). А полученные результаты по второму анкеру показали, что он вышел из работы по причине проскальзывания по контакту анкер-массив.

Таблица 1. Результаты измерений по анкеру №1

№ датчика		Дата измерения								
		20.11	21.11	22.11	23.11	24.11	26.11	27.11	28.11	29.11
1	N, кН	0	-4,2	-9,9	-18,7	-35,1				
	расст. до забоя, м	5	4,2	3,3	2,5	1,6				
2	N, кН	0	-0,7	-2,5	-5,6	-21,6	-35,2	-55,7		
	расст. до забоя, м	7	6,2	5,3	4,5	3,6	2	1		
3	N, кН	0	0,2	-0,6	-2,3	-6,9	-9	-12,8	-17,3	-24
	расст. до забоя, м	9	8,2	7,3	6,5	5,6	4	3	2	1

Таблица 2. Результаты измерений по анкеру №2

№ анкера		Дата измерения							
		30.11	3.12	4.12	5.12	6.12	7.12	8.12	10.12
1	N, кН	0	-13,8	-18,9	-24,7	-22,4	-16,0		
	расст. до забоя, м	5,2	2,7	1,8	1,0	1,0	0,2		
2	N, кН	0	-1,7	-7,5	-17,4	-14,2	-15,0	-9,0	-
	расст. до забоя, м	7,6	5,1	4,2	3,4	3,4	2,6	1,7	0,1
3	N, кН	0	0	0,1	0	0	0	0	0
	расст. до забоя, м	10,0	7,5	6,6	5,8	5,8	5,0	4,1	2,4

Пересчет на деформации показывает удлинение анкера до 6-8 мм. Эти величины для заходки 0,8 метра сопоставимы с результатами натурных исследований смещения призабойной части массива, достигающие 11 мм.

Анализ работы анкеров позволяет выполнить расчет действующих напряжений в призабойной части массива.

Продольные деформации массива (по напластованию)

$$\delta_D = \frac{\sigma_{арм}}{E_{арм}} = \frac{190}{2.1 \times 10^5} = 0,0009_{мм}.$$

Растягивающие напряжения в массиве
 $\sigma_D = \delta_D \times E_D = 0,0009 \times 770 = 0,693 МПа$
 (6,9 кг/см²).

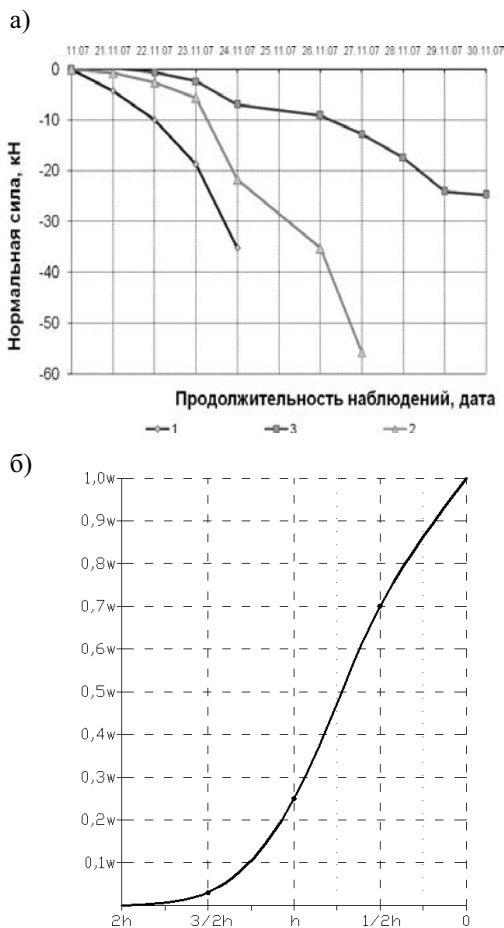


Рис. 4. Характер изменения нормальных сил в анкерс а) и горизонтальных перемещений массива б) впереди забоя (отставание от забоя показано в табл. 1) впереди забоя: 1,2,3 – номера датчиков; h – приведенное расстояние впереди забоя в зависимости от радиуса выработки; W – горизонтальное смещение в долях.

Сжимающие напряжения в массиве (дополнительная составляющая, вызванная проходкой выработки)

$$\sigma_D = \frac{\delta_D}{\nu} \times E_{\perp} = \frac{0,0009}{0,2} \times 270 = 1,215 \text{ МПа} \quad (12,2 \text{ кг/см}^2).$$

С учётом природного поля напряжений

$$\sigma_{np} = \gamma H = 0,021 \times 60 = 1,26 \text{ МПа} \quad (12,6 \text{ кг/см}^2)$$

Суммарные напряжения составят 2,48 МПа (24,8 кг/см²).

Таким образом, результаты представленных экспериментов показывают:

1. Характер изменения горизонтальных смещений принципиально одинаков в тектонически нарушенных грунтах и протерозойских глинах. Отличием являются меньшие смещения (в процентном отношении от конечных величин) в интервале $2h - 3/2h$ для протерозойских глин за счет большей устойчивости массива.

2. 40% смещений контура будущей выработки происходит впереди забоя подземной выработки. Предотвращая эти смещения косвенным армированием грунта впереди забоя и инъекционными анкерами, можно значительно снизить осадки.

2. Влияние проходки на напряженно-деформированное состояние массива впереди забоя распространяется на расстояние, равное двум радиусам подземной выработки.

3. Концентрация напряжений в массиве в забое составляет $2 \gamma H$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Александров В.Н., Старков А.Ю., Безродный К.П., Лебедев М.О., Ледяев А.П., Морозов А.П., Уханов А.В., Маслак В.А. 2008. Безосадочная проходка тоннелей в протерозойских глинах. – Труды международной научно-технической конференции «Особенности освоения подземного пространства и подземной урбанизации в крупных городах мегаполиса». М., 11-12 ноября 2008 г., с. 57-60.

2. Власов С.Н., Безродный К.П., Сильвестров С.Н., Бессолов В.А. 1985. Проходка тоннелей большого сечения с применением опережающей крепи. – М., Транспортное строительство, №8. С 22-24.

3. Власов С.Н., Безродный К.П., Бессолов В.А. 1986. Преодоление разломов с использованием опережающих экранов. – М., Транспортное строительство, №7. С 20-22.

4. Цытович Н.А. 1951. Механика грунтов. М.-Л., Госстройиздат.

Эксплуатационная надежность перегонных тоннелей Петербургского метрополитена в сложных инженерно- геологических, гидрогеологических и геоэкологических условиях

Р.Э. Дашко, П.В. Котюков

Санкт-Петербургский государственный горный институт имени Г.В. Плеханова (технический университет), Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье рассмотрены особенности вертикальных перемещений и разрушения конструкционных материалов перегонных тоннелей в зависимости от специфики инженерно-геологической, гидрогеологической и геоэкологической обстановки подземного пространства города. Проанализирован характер протекающих процессов деградации конструкционных материалов обделок в условиях интенсивного влияния гидродинамики и гидрохимии водоносных горизонтов, природного газообразования, а также микробной активности в подземном пространстве. Приведены результаты химических анализов разрушенных конструкционных материалов и натечных форм. Исследован видовой и родовой состав микроорганизмов, участвующих в биокоррозионных процессах конструкционных материалов.

1. ВВЕДЕНИЕ

В современной практике проектирования, строительства и эксплуатации подземных транспортных сооружений - метрополитенов - обеспечение надежности функционирования перегонных тоннелей в сложных инженерно-геологических, гидрогеологических и геоэкологических условиях относится к числу важнейших проблем, от успешного решения которых во многом зависит стабильность жизнедеятельности таких мегаполисов, как Санкт-Петербург. Стоимость капитального ремонта погонного километра перегонных тоннелей в различных по сложности условиях эксплуатации варьирует от 48 млн. до 130 млн. рублей. Учитывая, что в настоящий момент суммарная длина действующих линий Петербургского метрополитена составляет 112,5 км (в двухпутном исчислении), а фактической срок службы обделок во многих случаях не превышает 30-40 лет (проектный срок службы - более 100 лет), можно прогнозировать увеличение затрат на поддержание перегонных тоннелей в работоспособном состоянии в ближайшее время. Следует отметить, что применяемые способы устранения дефектов тоннельных конструкций оказываются часто неэффективными, так как не учитывают специфику подземного пространства города, основные компоненты которого – породы, подземные воды, газы, а также живая составляющая –

микробиота, не только определяют формирование напряженно-деформированного состояния вмещающей толщи, но и оказывают агрессивное воздействие на конструкционные материалы обделок. На отдельных участках трасс перегонных тоннелей, испытывающих активное коррозионное влияние подземной среды, разрушение несущей обделки наблюдается уже через несколько месяцев после проведения планового ремонта. В такой ситуации особое значение приобретает дифференцированный подход к проведению планово-предупредительных и капитальных ремонтных работ, основой которых должен стать комплексный анализ факторов возможности преждевременного разрушения конструкционных материалов обделок и их гидроизоляции.

Для контроля и оценки состояния подземных сооружений метрополитенов в конце 70-х годов прошлого века была создана специальная тоннельно-обследовательская испытательная станция (ТОИС), в задачи которой входит: регулярный технический осмотр внутренних поверхностей обделок с фиксацией дефектов, определение фактической несущей способности конструкций и наблюдения за их деформациями и перемещениями во времени, проверка водонепроницаемости тоннелей, а также планирование ремонтных работ и многое другое. В 2005 году ТОИС ГУП «Петербургский метрополитен» обратилась в СПбГИ(ТУ) с предло-

жением провести научно-исследовательские работы, целью которых было обследование наиболее проблемных трасс линий метрополитена, установление причин преждевременного выхода из строя несущих конструкций и гидроизоляции и разработка рекомендаций по предотвращению развития дефектов. Начиная с 2005 г. и по настоящее время, сотрудниками СПГИ(ТУ) выполнено обследование восьми трасс перегонных тоннелей, расположенных в различных районах города на глубинах, меняющихся в пределах от 5-10 до 110 м. Вполне понятно, что такое разнообразие размещения сети подземных транспортных сооружений метрополитена предполагает варьирование инженерно-геологических, гидрогеологических и геоэкологических условий. Проведенные обследования перегонных тоннелей, анализ их вертикальных перемещений в зависимости от особенностей инженерно-геологической и гидрогеологической ситуации, специализированное изучение разрушенных конструктивных материалов и натечных форм (отобранных с поверхности обделок), позволило выделить основные природные и природно-техногенные факторы, которые негативно воздействуют на эксплуатационную надежность подземных транспортных сооружений в Санкт-Петербурге (рис. 1).



Рис. 1. Схематизация воздействия природных и техногенных факторов на эксплуатационную надежность работы системы: тоннель – подземное пространство

2. СПЕЦИФИКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ, ГИДРОГЕОЛОГИЧЕСКИХ И ГЕОЭКОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПЕРЕГОННЫХ ТОННЕЛЕЙ ПЕТЕРБУРГСКОГО МЕТРОПОЛИТЕНА

2.1. Перегонные тоннели глубокого заложения, пройденные в толще верхнекотлинских глин верхнего венда

Большая часть перегонных тоннелей Петербургского метрополитена пройдена в верхнекотлинской глинистой толще верхнего венда, положение кровли которой зависит от наличия в разрезе погребенных долин. Глубина вреза палеодолин в коренные породы варьирует в широких пределах - от 15-20 м до 80 м. На таких участках перегонные тоннели обычно проходят ниже подземного контура погребенной долины в непосредственной близости от напорного вендского водоносного комплекса (нижнекотлинского водоносного горизонта), химический состав вод которого характеризуется высоким содержанием хлоридов - от 2,0 до 2,9 г/дм³, ионов калия и натрия - от 1,2 до 1,7 г/дм³ и общей минерализацией - от 3,5 до 5,0 г/дм³. Палеодолины приурочены к зонам линейных тектонических разломов, где отмечается наибольшая степень дезинтегрированности коренных глинистых отложений венда, представляющих собой трещиноватоблочную среду, в которой фильтрация по трещинам идет с гораздо более высокой скоростью, чем сквозь слабопроницаемые глинистые блоки. Значение коэффициента фильтрации нарушенного тектонической и нетектонической трещиноватостью массива в зонах палеоврезов достигает $10^{-1} - 10^{-2}$ м/сут.

Следует отметить, что в современной практике проектирования перегонных тоннелей не учитывается высокая проницаемость верхнекотлинской глинистой толщи, которая до сих пор рассматривается как надежный водоупор. Вместе с тем, еще в 40-60-х годах прошлого века при проходке первых трасс Петербургского метрополитена в верхнекотлинских глинах были неоднократно встречены крутопадающие почти вертикальные трещины, имеющие тектоническую природу (Р.Н. Кремнева, 1960; Ю.А. Лиманов, 1957). Такие трещины в выработках образуют одну или не-

сколько пересекающихся систем, унаследованных от разломов в породах кристаллического фундамента, который в пределах города залегает на глубинах 200-230 м. Р.Н. Кремнева отмечала, что основная часть трещин закрыта, однако встречаются и открытые трещины, по которым в выработки происходит просачивание подземных вод.

О высокой проницаемости верхнекотлинских глин свидетельствуют многочисленные водопроявления (течи, капез, увлажнение и др.), которые постоянно наблюдаются в эксплуатируемых перегонных тоннелях, размещенных в этих отложениях. Следует отметить, что количество течей на участках тоннелей, пройденных под тальвегом и склоновой частью палеодолин в зонах тектоническим разломов, составляет в сумме 79-99 % от общего количества течей (рис. 2).



Условные обозначения:

- - в тальвеге
- - на склонах

Примечание: над гистограммами указаны абсолютные количества течей на 1 км трассы

Рис. 2 – Количество выявленных течей в перегонных тоннелях в зависимости от их расположения относительно элементов погребенных долин (по данным: 2000-2006 гг. - ТОИС ГУП «Петербургский метрополитен», 2007 г. - СПГГИ (ТУ))

Оценка влияния вендского водоносного комплекса на условия эксплуатации перегонных тоннелей должна производиться с двух позиций: 1) действие напоров комплекса на формирование напряженно-деформированного состояния толщи пород и тоннелей; 2) степень агрессивности вод по отношению к материалам конструкций.

Гидродинамический режим вендского водоносного комплекса зависит, прежде всего, от уровня водопотребления в городе, который в прошлом веке варьировал в значительном объеме. Интенсивная эксплуа-

тация вод этого водоносного комплекса в послевоенный период привела к тому, что в 1976-77 годах на территории города и прилегающей области образовалась огромная депрессионная воронка площадью свыше 20000 км². В пределах размещения трасс метрополитена снижение пьезометрического уровня вендского водоносного комплекса достигло 70 м. С 1978 года было введено ограничение на использование вод этого комплекса, в связи с чем наметилась тенденция к подъему его пьезометрической поверхности, которая усилилась после 1990 года. В настоящее время напоры вендского водоносного комплекса в пределах города составляют 95-100 м и продолжают подниматься со скоростью 1,5-2,0 м/год. Варьирование положения пьезометрической поверхности формирует изменение напряженного состояния пород толщи и соответственно давление на тоннельную конструкцию. Эти воздействия прослеживаются по характеру перемещений тоннелей в различные годы наблюдений. В качестве примера можно привести трассу «Черная речка – Пионерская», которая расположена в пределах северной части города и в 70-ые годы прошлого века оказалась в зоне развития глубокой депрессионной воронки (рис. 3)

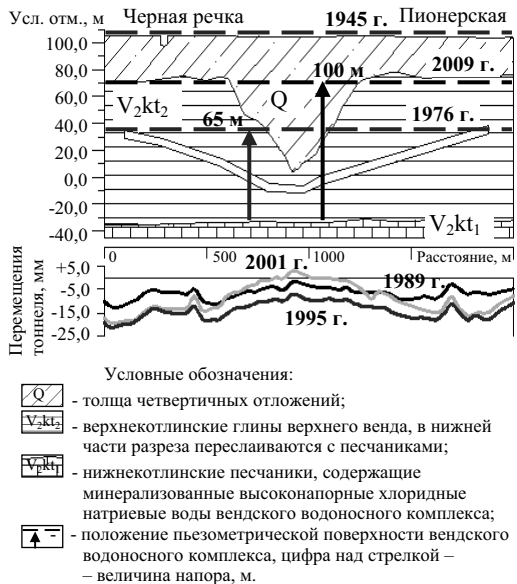


Рис. 3. Схематический геолого-литологический разрез по трассе «Черная речка – Пионерская» с графиками перемещений перегонных тоннелей

Как видно на рис. 3, перегонные тоннели,

пройденные вне контура погребенной долины в относительно слаботрещиноватых верхнекотлинских глинах, испытывают преимущественно перемещения оседания небольшой величины (до -24 мм) за счет неравномерного сжатия вмещающих пород. Под склонами палеодолины трасса погружается на значительную глубину и располагается ближе к кровле вендского водоносного комплекса, в результате чего усиливается взвешивающий эффект, оказываемый напорными водами этого комплекса на верхнекотлинские отложения и обделку. За счет восходящего потока подземных вод наблюдается постепенный подъем тоннелей во времени при постоянном росте напоров. На участке перегонных тоннелей, пройденном под тальвегом палеовреза, подошва тоннелей находится на минимальном расстоянии (15 м) от кровли вендского водоносного комплекса, что определяет максимальное гидродинамическое давление подземных вод и приводит к подъему тоннельных конструкций выше первоначальной отметки их заложения (рис. 3, график 2001 г.). Следует отметить, что в пределах этого участка возможна прямая гидравлическая связь между вендским водоносным комплексом и четвертичными водоносными горизонтами за счет высокой степени дезинтеграции коренных пород, а также присутствия в нижней части разреза верхнекотлинских глин прослоев водонасыщенных песчаников, в которых располагаются тоннели.

Рост градиентов напора способствует интенсификации восходящего перетекания вод вендского водоносного комплекса через трещиноватую толщу водоупора верхнекотлинских глин. Постоянное увлажнение гидроизоляционной рубашки минерализованными хлоридными натриевыми водами способствует их прогрессирующему разрушению. Известно, что даже плотные бетоны при давлении более 3 атм. становятся диффузионно проницаемыми для гидратированных ионов хлора и натрия. В нашем случае напоры вендского водоносного комплекса существенно превышают эту величину. Следует отметить, что гидроизоляционный слой представляет собой по составу тампонажный цементный раствор с различными расширяющими добавками, устойчивость которого по отношению к минерализованным хлоридными натриевым водам низка.

Постоянная фильтрация под напором ми-

нерализованных вод через тело обделки вызывает растворение и вынос гидроксида кальция и магния из порового пространства цемента бетонной конструкции, позднее разрушаются цементные минералы - гидросиликаты и гидроалюминаты кальция. Выносимые вместе с потоком фильтрующихся вод продукты коррозии конструкционных материалов откладываются в местах стыков отдельных блоков (или тюбингов) и на их поверхности, в результате чего образуются натечные формы в виде сталактитов, наростов и высолов, увеличивается проницаемость конструкции и снижается её прочность (рис. 4, 5).

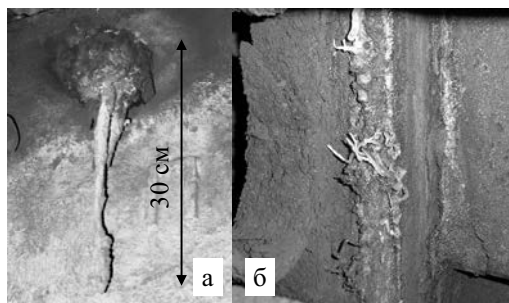


Рис. 4. Натечные формы на поверхности обделки и в местах стыка отдельных блоков или тюбингов: а – сталактит; б – наросты и высолы



Рис. 5. Течи из стыков между блоками обделки с образованием высолов

Анализ химического состава водных вытяжек более чем 100 проб, приготовленных из различных натечных форм и разрушенных конструкционных материалов, которые были отобраны в ходе обследования четырех трасс перегонных тоннелей глубокого заложения (вмещающая среда – верхнекотлинские отложения), показал, что почти во

всех пробах отмечается высокое содержание хлоридов - до $112,0 \text{ г/дм}^3$, натрия и калия - до $85,6 \text{ г/дм}^3$ (рис. 6).

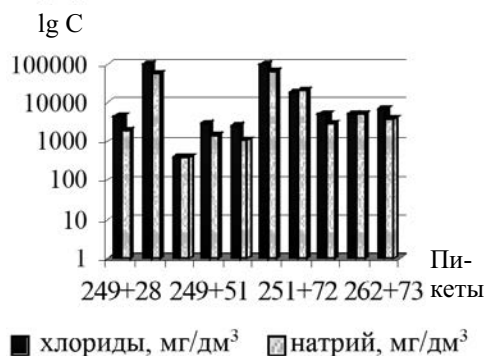


Рис. 6. Характер изменения содержания хлоридов и натрия в водных вытяжках из разрушенных конструктивных материалов, отобранных в перегонном тоннеле трассы «Елизаровская – Ломоносовская»

В пробах разрушенных железобетонных обделок часто фиксируются повышенные содержания кремниевой кислоты (до $0,3 \text{ г/дм}^3$) и алюминия (до $37,9 \cdot 10^{-3} \text{ г/дм}^3$), что свидетельствует об интенсивном выщелачивании компонентов цементного камня. Во многих случаях наблюдались значительные концентрации сульфатов (до $34,5 \text{ г/дм}^3$), которые связаны с разрушением и выносом гидросульфатоалюмината кальция из гидроизоляционного слоя, а также с деятельностью тионовых бактерий.

По трассам перегонных тоннелей, проложенных под тальвегами глубоких палеодолин, отмечается интенсивное разрушение чугуна тубингов, в котором активное участие принимают микроорганизмы, что доказывается формой его разрушения – расслоением в результате процессов графитизации. Расслоенный чугун становится проницаемым для подземных вод, за счет чего происходит его обогащение хлоридно-натриево-калиевыми солями. В пробах корродированного чугуна обращают на себя внимание высокие содержания хлоридов – до $4,3 \text{ г/дм}^3$, ионов натрия и калия – до $5,2 \text{ г/дм}^3$, а также сульфатов – до $2,73 \text{ г/дм}^3$.

Анализы водных вытяжек разрушенных конструктивных материалов дали возможность убедиться в сложном характере природы их деградации: химические и физико-химические процессы протекают одновременно с биокоррозией. Доказательством

активной микробной деятельности служат аномально высокие значения ХПК (до $17960 \text{ мгO}_2/\text{дм}^3$) и БПК₅ (до $9114 \text{ мгO}_2/\text{дм}^3$) в водных вытяжках.

Исследования, проведенные совместно с Биологическим институтом СПбГУ (д.б.н. Д.Ю. Власов), показали, что видовой и родовой состав микроорганизмов-деструкторов довольно разнообразен. В деградированных материалах некоторых перегонных тоннелей под погребенными долинами обнаружено более 60 видов микровицетов численностью до 1400 колониеобразующих единиц (КОЕ), которые зафиксированы через несколько месяцев после ремонтных работ. Высокие значения КОЕ отмечаются в пределах участков перегонных тоннелей, где наблюдается наибольшая интенсивность водопроявлений (рис. 7).

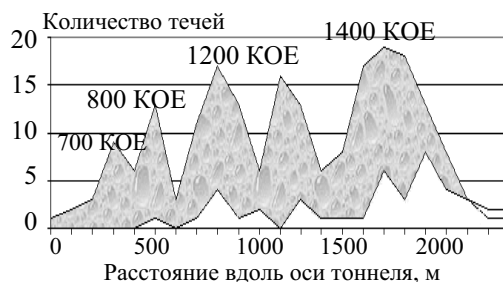


Рис. 7. Связь активности водопроявлений по трассе «Елизаровская – Ломоносовская» с количеством определенных групп микровицетов (КОЕ)

Состав вод вендского водоносного комплекса является благоприятным для развития микробиоты по следующим позициям: 1) в подземных водах присутствуют биогенные элементы – калий, азот в форме нитрата, соединения серы (сульфат-ион SO_4^{2-}), а также микрокомпоненты – железо, селен, бромиды, бор; 2) нейтральный или близкий к щелочному pH водной среды вендского комплекса (микроорганизмы активно развиваются при отсутствии стрессов при $\text{pH} = 6-9$); 3) наличие радиоактивных элементов в подземных водах в небольших количествах (увеличивает скорость метаболических процессов). Кроме того, присутствие в толще верхнекотлинских глин древней органики – водорослей *Laminaria* (источник углерода), также является благоприятным фактором для развития микробиоты. Таким образом, постоянное восходящее перетека-

ние минерализованных вод вендского водоносного комплекса будет активизировать деятельность микробиоты в трещиноватых глинах за счет поступления воды с дополнительными питательными компонентами, что отражается на увеличении КОЕ во времени в разрушенных конструкционных материалах.

2.2. Перегонные тоннели различной глубины заложения, пройденные в четвертичных и коренных отложениях

Инженерно-геологические, гидрогеологические и геоэкологические условия эксплуатации перегонных тоннелей, пройденных на небольших глубинах в слабых водонасыщенных песчано-глинистых четвертичных отложениях, характеризуются наибольшей сложностью. Как показали наши исследования по трассам неглубокого заложения («Обухово – Рыбацкое», «Гражданский пр. – Девятикино» и др.), особое внимание должно быть обращено на наличие в разрезе верхней межморенной толщи специфических битуминозных микулинских отложений, которые распространены преимущественно в восточном и юго-восточном районе Санкт-Петербурга, а также в его северных пригородах (Мурино) на глубинах более 20,0 м. Максимальная мощность этих отложений (около 28,0 м) в пределах города фиксируется в районе ст.м. «Обухово». Высокое содержание битуминозной органики в микулинских слоях предопределяет активность протекающих в них биохимических процессов за счет жизнедеятельности богатой природной микрофлоры, с чем связана способность этих отложений продуцировать биохимические газы – метан, азот, углекислый газ и др. Результаты ранее выполненных исследований позволили проследить изменение содержания битума в микулинских отложениях: от долей до 20 и более процентов. Количество битумных соединений в этих грунтах определяет интенсивность газообразования: максимальный дебит – до 37 м³/сутки был зафиксирован из микулинских слоев с наибольшей битуминозностью.

Следует отметить, что в верхней части четвертичного разреза газогенерация наблюдается также в поздне- и послеледниковых отложениях: погребенных болотах, литориновых образованиях, содержащих органические остатки, реже озерно-ледниковых

отложениях.

Влияние газонасыщенных грунтов на эксплуатационную надежность подземных сооружений должно оцениваться с нескольких позиций.

1. Снижение прочности песчано-глинистых грунтов за счет образования в поровой воде мельчайших пузырьков малорастворимых биохимических газов (метана, азота), которые действуют как микроскопические шарикоподшипники, уменьшая угол трения между частицами грунта и способствуя разуплотнению. В таких условиях существенно возрастает тиксотропность и плавунность песчано-глинистых пород, что проявляется даже при незначительных динамических и вибрационных воздействиях (например, от подвижного состава).

2. Преобразование напряженно-деформируемого состояния толщи пород за счет газодинамического давления при отсутствии диссипации малорастворимых газов (метан, азот).

3. Наличие растворимых в воде газов – углекислого газа, сероводорода, аммиака – способствует повышению агрессивности подземных вод по отношению к конструкционным материалам подземных сооружений.

Воздействие природного газообразования в межморенных микулинских слоях можно проследить на развитии деформаций перегонных тоннелей в юго-восточной части города по трассе «Обухово - Рыбацкое», в разрезе которой выделяют три зоны по характеру перемещений тоннелей (рис. 8).

I зона приурочена к коренным породам толщи переслаивания верхнего венда – верхнекотлинским глинам и песчаникам и характеризуется минимальными перемещениями. В первые годы наблюдений прослеживался подъем тоннелей, вызванный накоплением газов в трещиноватой толще глин и соответственно формированием газодинамического давления, которое может снижать оседание тоннеля до нулевых значений.

На участке II зоны тоннель проложен в маломощной толще синих глин. В нижнекембрийских глинах влияние газонасыщенных четвертичных слоев негативно сказывается на их прочности и деформационных свойствах, что приводит к интенсификации процессов оседания.

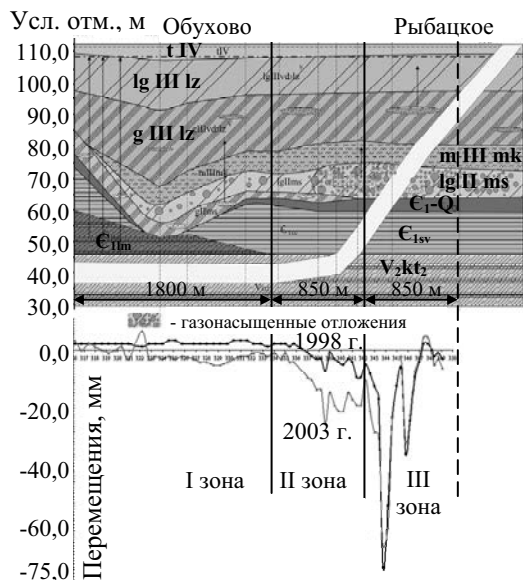


Рис. 8 Схематический геолого-литологический разрез по трассе перегонных тоннелей «Обухово - Рыбачское» с графиком перемещений тоннельных реперов.

В пределах III зоны тоннель пересекает наиболее слабые сильно газонасыщенные песчано-глинистые отложения, содержащие отдельные линзы напорных вод. Модуль общей деформации этих пород в процессе их газонасыщения может снижаться до 5 МПа и ниже. Максимальные значения оседания связаны с наиболее газонасыщенными слоями межморенных образований. Большая мощность межморенных отложений предполагает диссипацию газов и снижение газодинамического давления, действие которого может вызывать подъем тоннельной конструкции при условии его превышения над суммарным давлением от массы обделки тоннеля и вышележащей толщи пород. По всей вероятности варьирование величины газодинамического давления по длине перегонных тоннелей создает резко дифференцированные условия для развития перемещений оседания с различной амплитудой. Следует отметить, что максимальные значения относительных деформаций тоннелей по данной трассе составляют 0,0035. Такая величина способствует повышению растягивающих напряжений в тоннельной конструкции и развитию в них трещин.

На участке наибольших перемещений (III зона) отмечается и максимальная интенсивность проявления коррозионных свойств

среды, что привело к аварийному состоянию чугунной обделки и ее последующему ремонту – сплошному бетонированию этого участка. По всей видимости разрушение чугунов за столь короткое время (перегонный тоннель был введен в эксплуатацию в 1984 году) связано с активной деятельностью различных форм микроорганизмов, природной средой обитания которых являются битуминозные микулинские отложения. В настоящее время на данном участке отмечается биодеградация железобетонной монолитной обделки, которая заменила разрушенные чугунные тубинги (рис. 9).



Рис. 9. Образование высолов на монолитной железобетонной обделке, которая заменила разрушенные чугунные тубинги

Микробиологические исследования, проведенные совместно с Биологическим институтом СПбГУ (д.б.н. Д.Ю. Власов), показали, что в образцах разрушенных конструкционных материалов содержатся нитрифицирующие, тионовые бактерии, железобактерии, клостридии, а также микромицеты (23 вида), которые относятся к активными биодеструкторам конструкционных материалов. Следует отметить, что методика проведения микробиологических исследований не позволила определить анаэробные формы микробиоты.

Агрессивность микробиоты микулинских отложений настолько велика, что наблюдается деградация битумов, которые в качестве эксперимента на одной из трасс использовались как гидроизоляционный материал в перегонных тоннелях, пройденных в верхнекотлинских глинах, где выше по разрезу залегают микулинские газогенерирующие слои. В деградированных битумах обнаружена наибольшая численность и разнообра-

зие микроорганизмов по сравнению с другими пробами, отобранными в том же перегонном тоннеле.

Следует отметить, что разрушение железобетонных обделок и тампонажных растворов гидроизоляционных слоев в различной степени наблюдается практически на всех участках перегонных тоннелей, расположенных в четвертичных отложениях. Однако, как показали данные исследований по более чем 30 пробам разрушенных конструктивных материалов и натечных форм, солевой состав вытяжек в основном – содовый (HCO_3^- до $6,7 \text{ г/дм}^3$), а не хлоридно-натриевый, как в тоннелях глубокого заложения, пройденных над вендским водоносным комплексом.

Большое воздействие на характер разрушения конструктивных материалов при неглубоком заложении перегонных тоннелей (20-25 м) оказывают техногенные факторы загрязнения подземного пространства города: наличие систем водоотведения, свалок хозяйственно-бытовых отходов, ликвидированных кладбищ и др. При этом усиливается развитие биокоррозионных процессов за счет поступления микроорганизмов с нисходящим потоком из таких источников (Р.Э. Дашко и др., 2007).

3. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. При геотехнической оценке надежности эксплуатации перегонных тоннелей, пройденных в коренных глинистых отложениях Санкт-Петербурга, необходимо учитывать следующие особенности подземного пространства города: а) тектонические разломы в районе размещения трассы и их влияние на степень трещиноватости и водопроницаемости коренных глин; б) наличие врезов от палеодолин и положение перегонных тоннелей по отношению к их контуру; в) минимальное расстояние от подошвы тоннелей до вендского водоносного комплекса и возможность восходящего перетекания минерализованных подземных вод в толщу пород, вмещающих тоннели; величина градиента напора; д) присутствие в разрезе газогенерирующих слоев, их мощность и возможность миграции газов в подземном пространстве.

2. Для перегонных тоннелей, средой размещения которых служит четвертичная толща, необходимо выделять участки, где

отмечается: а) развитие наиболее слабых водонасыщенных песчано-глинистых отложений, часто газонасыщенных и обладающих плавунными или тиксотропными свойствами; б) наличие газогенерирующих миктулинских отложений и зон с локальными газодинамическими давлениями в толще, особенно при расположении в них тоннелей; г) присутствие в разрезе четвертичных водоносных горизонтов, характеризующихся высокой степенью контаминации за счет различных источников загрязнения (природных и техногенных).

3. Особое место должно отводиться оценке степени агрессивности компонентов подземного пространства по отношению к конструктивным материалам обделок и гидроизоляционного слоя, а именно: а) минерализованные хлоридные натриевые воды вендского водоносного комплекса и ломоносовского водоносного горизонта; загрязненные подземные воды четвертичных водоносных горизонтов с высоким содержанием различных поллютантов, активизирующих процессы коррозии конструктивных материалов; в) активная микробиота, способная вызывать биокоррозию, которая содержится во вмещающей толще пород или поступает из выше- или нижележащих слоев в процессе перетекания, либо в газовом потоке.

4. Все используемые конструктивные материалы должны быть проверены на биоустойчивость при воздействии конкретных биоценозов, характерных для проектируемой трассы, либо при проведении ремонтных работ.

4. ЛИТЕРАТУРА

- Дашко Р.Э., Котюков П.В. Исследование биоагрессивности подземной среды Санкт-Петербурга по отношению к конструктивным материалам транспортных тоннелей и фундаментов. 2007. *Записки Горного института*. Том 172. СПб.: СПбГИ(ТУ). с.217-220.
- Кремнева Р.Н. 1960. Инженерно-геологические и гидрогеологические условия сооружения Ленинградского метрополитена. *Вопросы инженерной геологии Ленинградского экономического района*. Л. с.99-108.
- Лиманов Ю.А. 1957. Осадки земной поверхности при сооружении тоннелей в кембрийских глинах. Л.: ЛИИЖТ. 239 с.

Укрепление грунтов при сооружении сбоек между транспортными тоннелями

Г.О. Смирнова, В.Г. Голубев

НИЦ "Тоннели и Метрополитены" ОАО ЦНИИС, Москва, Российская Федерация

АННОТАЦИЯ: Представлен опыт проектирования и производства работ по укреплению грунтов при проходке сбоек между транспортными и сервисным тоннелями под Серебряным Бором

Комплекс подземных сооружений на участке скоростной автомагистрали под Серебряным Бором от МКАД до проспекта Маршала Жукова включает в себя два транспортных тоннеля диаметром 14.2 м и длиной 1500 м, расположенный между ними сервисный тоннель диаметром 6.0 м, и 5 межтоннельных сбоек, объединяющих тоннели через каждые 250 м. Сбойки предназначены для эвакуации пассажиров в аварийных ситуациях и прокладки инженерных коммуникаций и представляют собой выработки сечением в проходке до 45 м², длина каждой (между транспортным и сервисным тоннелями) порядка 7-8 м.

Сбойки №5 и №4 (нумерация сбоек по ходу проходки тоннелей) залегают в песчаных и супесчаных грунтах, соответственно, во влажных и в водонасыщенных, с галечниковыми водоносными грунтами в основании. Сбойки №3 и №2 - в текучих супесях с прослоями суглинков, неустойчивых, выше которых залегают водонасыщенные пески, (гидростатическое давление воды на участке сбойки № 3 составляло 0,15-0,2 МПа), сбойка №1 в глинистых грунтах (рисунки 1 и 2).

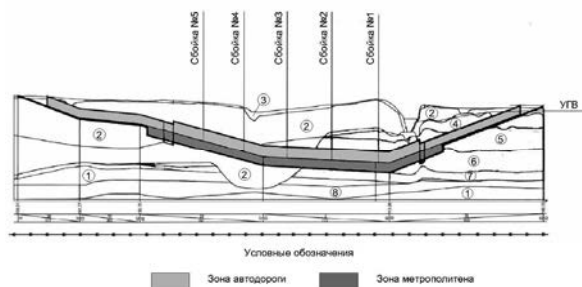


Рис. 1. Продольный профиль трассы Серебряно-борских тоннелей: 1 - известняки трещиноватые, 2 - пески разной крупности влажные и водонасыщенные, 3 - насыпные грунты, 4 - пески и супеси водонасыщенные, 5 - глины полутвердые, 6 - суглинки и супеси водонасыщенные, 7 - глины тугопластичные, 8 - мергели глинистые.

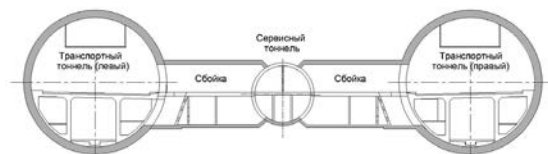


Рис. 2. Взаимное расположение тоннелей

Тоннели сооружались щитовыми комплексами с бентонитовым пригрузом забоя, сбойки – горным способом в сложных инженерно-геологических условиях с использованием специальных способов работ для обеспечения их безопасной проходки.

На начальном этапе предварительное укрепление грунтовых массивов при сооруже-

нии сбоек № 5- № 4 планировалось выполнить суспензиями высокодисперсного вяжущего «Микродур», сбоек № 3 и № 2 - замораживание грунтов, при сооружении сбойки № 1 использовать экран из труб. Работы по стабилизации грунтов инъекцией и замораживанием должны были выполняться из транспортных и сервисного тоннелей по мере их проходки (левого-ЛТТ, сервисного-СТ и правого-ПТТ) через патрубки в блоках металлических колец установленных на участках расположения сбоек.

Габариты укрепления грунтов вокруг сбоек были определены из условия устойчивости выработок, взаиморасположения транспортного и сервисного тоннелей и расположения патрубков в кольцах тоннельной обделки. Толщина защитного целика укрепленного грунта в своде и по боковым стенам выработок составила 2.0-2.75 м, в основании сбоек -2.5-3.5 м.

Однако, недостаточная эффективность и длительность опытно-производственных работ при укреплении грунтов суспензиями «Микродур» по сбойке № 4, а также задержки с проектированием и поставкой оборудования для замораживания грунтов по сбойке № 3 поставили под сомнение возможность соблюдения плановых сроков строительства тоннелей.

Поэтому, принятая проектом технологии укрепления грунтов инъекцией суспензий «Микродур» и замораживанием была заменена на струйную цементацию грунтов, а впоследствии на комплекс инъекционных методов, основу которого составила струйная цементация.

Основанием такой замены явились успешно выполненное, укрепление грунтов опытного участка горизонтальной струйной цементацией (рисунок 3) и рядом ее преимуществ по сравнению с другими технологиями. В первую очередь это касалось сроков проведения работ по стабилизации грунтов.

а)



б)



Рис. 3. Укрепление грунтов струйной цементацией на опытном участке: а) бурение и инъекция, б) вид укрепленного массива

Работы по укреплению грунтов выполнялись из транспортных и сервисного тоннелей. Порядок их проведения зависел от инженерно-строительной ситуации на объекте (количества сооружаемых одновременно сбоек, возведения постоянных конструкций тоннелей и т.д.). Самоходное и стационарное буровое оборудование располагалось в пройденных тоннелях на технологических платформах, на плите проезжей части, на подошве выработок, инъекционные растворные узлы для струйной цементации - в транспортных тоннелях или на дневной поверхности, оборудование для инъекции «Микродур» - в транспортном и сервисном тоннелях (рисунок 4).

а)



б)



Рис. 4. Расположение инъекционного комплекса: а) в транспортном тоннеле, б) в сервисном тоннеле

При сооружении сбоек при проходке ЛТТ последовательность работ по укреплению грунтов и проходке выработок состояла в следующем – укрепление грунтов верхней части массива (верхний уступ), включающего сбойку из транспортных тоннелей горизонтальными грунтоцементными сваями, затем, проходка и крепление верхней выработки (калотты), укрепление грунтов в основании сбойки (нижнего уступа) и в зонах примыкания ее к транспортному и сервисному тоннелям вертикальными и наклонными грунтоцементными сваями, затем проходка выработки на полное сечение и устройство постоянной обделки (рисунок 5).

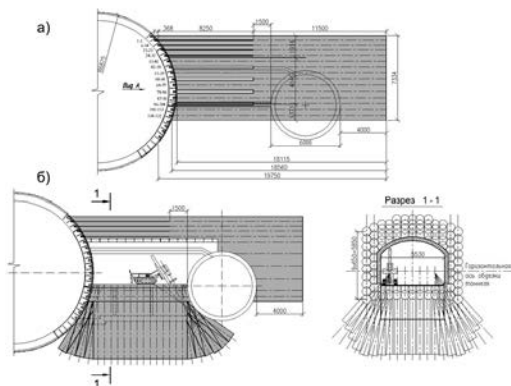


Рис. 5. Последовательность укрепления грунтов при сооружении сбоек из левого транспортного тоннеля: а) производство работ из транспортного тоннеля, б) то же, из верхней штольни

Инъекционные работы выполнялись через 3 металлических и 2 железобетонных кольца тоннельной обделки. Бурение и инъекция скважин выполнялись через специальные патрубки, в кольцах обделки тоннеля установленные при изготовлении блоков на заводе, с использованием превенторного устройства, необходимого для отвода пульпы при струйной цементации в вагонетки.

При назначении технологических параметров бурения и инъекции скважин (устройства грунтоцементных свай) учитывались результаты опытных работ, расчетная толщина укрепления грунта вокруг сбойки и требования к прочности грунтоцементного материала, технические характеристики бурового оборудования.

Контрольные работы для оценки качества укрепления грунтов и возможности выполнения последующих этапов работ по сооружению сбоек явились важным элементом стабилизации грунтов. Программой работ было определены требования к укрепленному грунту, выраженные в количественных показателях выхода цементного камня при контрольном бурении, удельного водопоглощения и прочности укрепленного грунта, устойчивости стенок контрольных скважин. Сплошность укрепления грунтового массива оценивалось геофизическими методами. Контрольные работы проводились по мере укрепления определенных объемов грунта и необходимости определения качества инъекционных работ.

Работы по укреплению грунтов по сбой-

кам № 5 струйной цементацией и № 4 инъекцией суспензий «Микродур» проводились одновременно, с некоторым отставанием от них по времени проводились подготовительные работы по замораживанию грунтов сбойки № 3.

Работы по укреплению грунтового массива по сбойке №5 из ЛТТ были проведены без каких-либо осложнений и в короткие сроки (рисунок 6).



Рис. 6. Укрепление грунтов сбойки №5 грунтоцементными сваями

Результаты инъекционных работ ОТДВ «Микродур» по сбойке № 4, однако, оказались неудовлетворительными и после опытного опробования струйной цементации и оценки качества работ, показавшей явное ее преимущество перешли на струйную цементацию грунтов. Удовлетворительные результаты стабилизации грунтового массива верхнего уступа сбойки № 4 обеспечили проходку выработки (калотты).

Работы по укреплению грунтов нижнего уступа проводились в более сложных гидрогеологических условиях, отличающихся в худшую сторону от проектных. Для обеспечения необходимого качества укрепления грунтового массива дополнительно использовались традиционные методы инъекции грунтов растворами на основе обычного цемента (с добавками бентонита и силиката натрия), а при вскрытии фильтрационных потоков при проходке выработок – химические растворы с короткими сроками схватывания (гелеобразования). Дополнительно, для снятия гидростатического давления на укрепленный грунтовый массив применялись дренажные скважины.

Аналогичная ситуация была с укреплением грунтов по сбойке № 3 из ЛТТ. Работы по

замораживанию грунтов после выполнения небольшого их объема были отложены по организационным причинам, поэтому было принято решение о проведении опытных работ по струйной цементации. Удовлетворительные результаты укрепления грунтов струйной цементацией позволили завершить стабилизацию грунтового массива по сбойке № 3 с использованием комплекса технологий - струйной цементации, инъекции растворов через буровой став на основе обычного цемента и инъекции ОТДВ «Микродур» по манжетной технологии. Инъекционные работы выполнялись из ЛТТ с технологической платформы и плиты проезжей части (после ее сооружения), а также частично из сервисного тоннеля. Возведение конструкций метрополитена и плиты проезжей части не позволили завершить работы по стабилизации грунтов из ЛТТ.

Таким образом, укрепление грунтов по сбойкам из ЛТТ было выполнено, практически, в условиях замены и корректировки, принятых проектом, технологий укрепления грунта и обучения технического и линейного персонала ООО «Спецметрострой» способам и методам ведения инъекционных работ.

Опыт проектирования и производства инъекционных работ, выполненных из ЛТТ учитывался в инъекционных работах при сооружении сбоек из правого транспортного тоннеля (ПТТ).

Гидрогеологические условия на участках сбоек ПТТ близки к условиям сбоек ЛТТ. Наиболее трудными они были по сбойке № 4 из-за наличия перемежающихся слоев песчаных и глинистых грунтов с более мощным (до 3 м против 1 м), слоем песчаных водоносных грунтов с пльвунными свойствами с водопритоком до 150 л/мин в отдельных местах. Это значительно затруднило производство работ.

В зависимости от инженерно-строительной ситуации и необходимости совмещения технологических операций по укреплению грунтов и сооружению ПТТ изменялась последовательность ведения инъекционных работ из транспортного или сервисного тоннеля, объемы укрепления грунтов струйной цементацией или другими методами инъекции и подрядок проходки выработок.

Так, при одинаковых проектных параметрах укрепления грунтовых массивов по сбойке №5, при производстве работ из ПТТ

и технологического отхода, пройденного в укрепленном грунте из сервисного тоннеля, основной грунтовый массив сбойки был укреплен из сервисного тоннеля горизонтальными грунтоцементными сваями. Наклонные сваи и инъекция растворов на основе обычного цемента и «Микродур» была выполнена из транспортного тоннеля. Это позволило отказаться от укрепления грунтов нижнего уступа из штольни и сократить, таким образом, в 1.5 раза количество инъекционных скважин по укреплению грунтов нижней части грунтового массива сбойки (рисунки 7а, 7б, 7в).

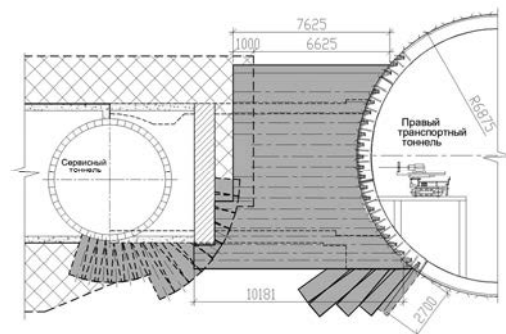


Рис. 7в. Укрепление грунтов по сбойке №5 из ПТТ и СТ

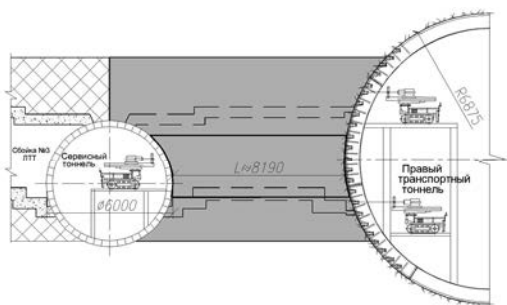


Рис. 7а. Укрепление грунтов по сбойке №4 из ПТТ и СТ

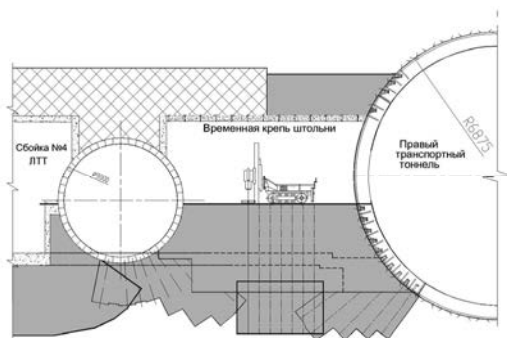


Рис. 7б. Укрепление грунтов из верхней штольни сбойки №4

Положительным фактором явилось и то, что проходка сбойки была выполнена из сервисного тоннеля, поэтому сооружение ПТТ не зависело от производства инъекционных работ.

Наиболее сложными и длительными были инъекционные работы по сбойке № 4. Сложные гидрогеологические условия привели в необходимости выполнения дополнительных работ, в т.ч. бурения разведочных скважин, при проходке нижнего уступа локализации водопритоков и выноса грунта в выработку устройства дренажной скважины с отводом ее через сервисный тоннель. Также была увеличена толщина зоны укрепления грунта по боковым поверхностям сбойки на сопряжении с сервисным тоннелем и выполнено устройство бетонного пригруза по всей площади выработки.

Подвергся изменению и порядок обработки инъекционных скважин - укрепление грунта верхнего уступа выполнялось параллельно из ПТТ (центральная часть массива) и СТ (нижняя и сводовая части массива). Укрепление выполнено горизонтальными грунтоцементными сваями, в условиях обводненных грунтов инъекцией отдельных скважин цементными растворами с ускорителем схватывания через буровой став. Укрепление грунтов нижнего уступа на примыкании с сервисным тоннелем выполнялось из сервисного тоннеля веерными грунтоцементными сваями, затем вертикальными и наклонными из верхней штольни.

Применение добавок-ускорителей схватывания растворов, при одноструйной струйной цементации (Jet-1) исключалось из-за опасности преждевременного схваты-

вания раствора в буровом ставе.

При укреплении грунтов по сбойке № 3 удалось перейти на классическое расположение инъекционных скважин по кольцам обделки (с пересечением радиусов обработки грунта), что обеспечило сплошность обработки грунтового массива. Укрепление выполнено из ПТТ и СТ горизонтальными ярусами от свода к лотку тоннеля струйной цементацией. Дополнительно использовалась инъекция растворов через буровой став. Такая технология позволила сократить сроки сооружения сбойки из ПТТ, по сравнению с сооружением сбойки из ЛТТ, практически в два раза (рисунок 8).

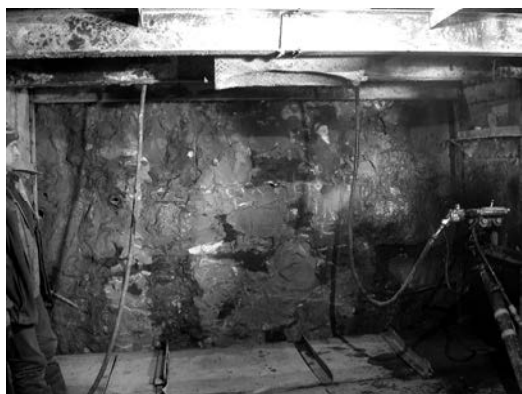


Рис. 8. Грунтовый массив по сбойке №3, укрепленный комплексом инъекционных технологий

Качество инъекции грунтов при сооружении сбоек оценивалось по результатам контрольных работ, которые, в отличие от выполненных по ЛТТ, проводились в ограниченных объемах. Обычно они сводились к выбуриванию и испытанию образцов укрепленного грунта, гидропробованию контрольных скважин, оценке устойчивости стенок и остаточного водопритока скважин. Геофизические исследования массивов укрепленного грунта не проводились.

Таким образом, предварительное укрепление грунтов инъекционными способами обеспечило безопасные условия проходки выработок при сооружении сбоек между транспортными и сервисным Серебряноборскими тоннелями.

Впервые в строительной практике России был использован способ укрепления грунтов горизонтальными грунтоцементными сваями, эффективным оказалось использование комплекса инъекционных технологий,

основу которых составила струйная цементация грунтов.

Нормативно-технологическая документация, программы проведения контрольных работ по оценке качества укрепления, проектная документация, при производстве работ, анализ инженерно-строительной ситуации по сбойкам и на его основании корректировка проектной и технологической документации, подготовка заключений по качеству укрепления грунта на разных этапах, обоснования применения тех или иных способов инъекции выполнены НИЦ «Тоннели и метрополитены».

Полученный на строительстве Серебряноборских тоннелей опыт укрепления грунтов использован при проектировании и сооружении сбоек на Митинско-Строгинской линии Московского метрополитена, в настоящее время используется при проектировании и сооружении транспортной развязки на пересечении Ленинградского проспекта и Волоколамского шоссе вблизи станции метро «Сокол» и разработке проектной документации на сооружение объектов 4-го транспортного кольца в г. Москве.

Проблемы проектирования и расчета подземных сооружений мегаполисов

Н.Н. Фотиева, Н.С. Булычев, П.В. Деев
Тульский государственный университет, Тула, Россия

А.Н. Левченко
Департамент дорожно-мостового и инженерного строительства города Москвы, Россия

С.Р. Гильштейн
Группа компаний «АЛЪЯНС», Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Проблемы проектирования и расчета инженерных конструкций подземных сооружений, контактирующих с грунтовым массивом, начинаются с выбора метода расчета. Теория и современные аналитические методы расчета подземных конструкций сформировались в Советском Союзе во второй половине прошлого века и были впервые применены при проектировании и строительстве тоннелей Байкало-Амурской железнодорожной магистрали. Опыт расчета обделок в особо сложных условиях в зоне высокой сейсмичности оказался удачным. Современные аналитические методы расчета могут с успехом использоваться при освоении подземного пространства мегаполисов, учитывая возможность применения комплекса тоннелей овоидального сечения при наличии зданий на поверхности.

1. МЕХАНИКА ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Теория расчета инженерных конструкций подземных сооружений, контактирующих с массивом пород (механика подземных сооружений) начала формироваться в России в 60-х годах прошлого столетия.

Началом нового понимания механизма работы крепи послужила опубликованная в 1938 г. чилийским инженером Р. Феннером (Fenner, 1938) статья в журнале «Глюкауф». Статья содержала решение статически определимой упругопластической задачи. Автор полагал, что он изложил «математическую теорию горного давления». Действительно, он был одним из первых, кто показал возможности, открывающиеся в механике горных пород в результате применения строгих математических методов теории упругости и пластичности. К нашей теме имеет отношение решение одномерной упругопластической задачи применительно к кольцу крепи вертикального ствола и получение зависимости давления на крепь от перемещения контура зоны пластических деформаций.

Непосредственный толчок развитию науки в принципиально новом направлении дала работа проф. К.В. Руппенейта (Руппенейт, 1954), который решил задачу Феннера в деформациях и получил зависимость давления на крепь от перемещения контура сечения выработки (кривая 1 на рис. 1).

Новая концепция связала нагружение крепи с деформациями массива пород и смещениями поверхности выработки при проходке. Исчезли из обращения термины: «нагрузка на крепь», «горное давление». Появилось новое понятие «взаимодействие крепи с массивом пород». Напряжения на контакте крепи с массивом (p) зависят от природных напряжений в массиве (γH) и величины перемещений контура сечения выработки (u), включая начальные (до возведения крепи) смещения (u_0), а также от жесткости крепи (отрезок 2 на рис. 1).

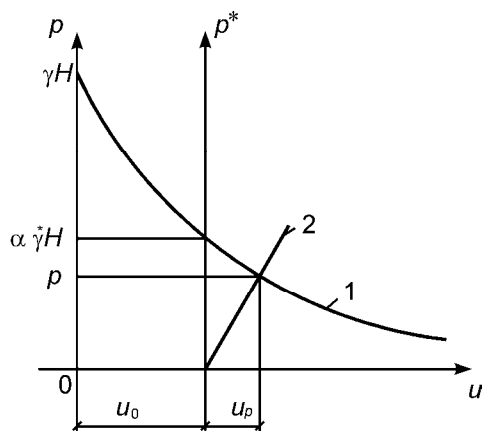


Рис. 1. Схема взаимодействия крепи с массивом пород: 1 - кривая разгрузки контура сечения выработки в зависимости величины смещений; 2 - график нагружения крепи

Прямым следствием работ Феннера и Руппенейта явились хорошо известный Ново-Австрийский метод строительства тоннелей (Rabcewicz, 1976) и аналитические методы расчета крепи, разработанные в Советском Союзе.

Крупномасштабные натурные измерения давления на обделки тоннелей (Виноградов, 1960) и на крепь вертикальных шахтных стволов (ВНИМИ) подтвердили уникальность подземных конструкций, заключающуюся в том, что напряженное состояние обделок тоннелей и крепи горных выработок является результатом их взаимодействия с массивом горных пород.

1.1. Принцип взаимодействия

Принцип взаимодействия грунтового массива с обделкой подземного сооружения стал основополагающим принципом теории расчета. Появилось понятие «система крепь-массив». Крепь (обделка) и массив пород рассматриваются как элементы единой деформируемой системы, подвергающейся внешним нагрузкам и воздействиям.

Имеются важные постулаты теории. Первый из них заключается в том, что в качестве модели грунтового массива принимается линейно-деформируемая среда (упругая модель). Благодаря этому постулату математическим языком механики подземных сооружений является математический аппарат теории упругости, разработанный в классических работах Н.И. Мусхелишвили, Д.И. Шермана, С.Г. Лехницкого, их учеников и последователей.

Аналитические методы расчета подземных конструкций разрабатываются на базе строгих решений соответствующих задач теории упругости. Теория расчета охватывает все типы крепи и обделок, включая анкерную и набрызгбетонную крепь, и все виды нагрузок и воздействий на систему «крепь-массив», включая сейсмические воздействия землетрясений.

1.2. Влияние технологии подземного строительства

В отличие от всех видов строительных конструкций, расчет крепи горных выработок и обделок подземных сооружений существенно зависит от технологии строительства, которая отражается в расчетных схемах

соответствующих объектов. Например, при строительстве подземного объекта способом замораживания пород в массиве образуется дополнительное поле напряжений, вызванное фазовым переходом воды в лед с увеличением объема. Другой пример – расстояние возведения обделки (крепи) от забоя выработки, которое учитывается введением коэффициента разгрузки (α^*) к компонентам природного поля напряжений в массиве (Bulychev et al., 2001):

$$\alpha^* = 0,6 \exp \left(-1,38 \frac{l_0}{r_s} \right), \quad (1)$$

где l_0 – расстояние крепи от забоя; r_s – радиус выработки в проходке.

Для очень слабых пород коэффициент разгрузки определяется по формуле:

$$\alpha^* = 1 - \sin \varphi, \quad (2)$$

где φ – угол внутреннего трения.

1.3. Опыт применения методов расчета

Первые два метода расчета – расчет многослойной крепи выработок круглого сечения (Булычев, 1980) и расчет обделок тоннелей произвольного сечения (Фотиева, 1974) были применены институтом «Ленметрогипротранс» при проектировании и строительстве тоннелей Байкало-Амурской железнодорожной магистрали (60 км тоннелей). Первые компьютерные программы, реализовавшие аналитические методы расчета, были составлены также в «Ленметрогипротрансе» (Медейко, 1980).

С тех пор разработаны комплексы новых программ расчета крепи и обделок методами механики подземных сооружений, построены сотни километров транспортных и коммунальных тоннелей и километры вертикальных стволов. Опыт применения методов механики подземных сооружений является успешным.

2. СТРОИТЕЛЬСТВО ТОННЕЛЕЙ ОВОИДАЛЬНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Идея создания тоннелей овоидального сечения хорошо согласуется с современной концепцией строительства многофункциональных подземных сооружений в мегаполисах.

Принципиальная схема строительства закрытым способом подземных сооружений большой площади заключается в проходке параллельных тоннелей, объединяемых впоследствии в единое подземное пространство. В результате становится возможным размещение в подземном пространстве сложных социально-бытовых и транспортных комплексов. При этом в период строительства и эксплуатации полностью обеспечивается сохранность зданий и сооружений, историко-архитектурного облика города, не нарушается движение наземного транспорта (Bulychev et al., 2008).

2.1. Технологии строительства

Тоннелепроходческий щитовой комплекс, техническое обоснование которого подготовлено ГК «Альянс», предназначен для строительства тоннелей овоидального сечения. Трехроторная конструкция, определяющая форму поперечного сечения тоннеля (рис. 2), позволяет максимально приблизить внутренний контур обделки к полезному габариту, и существенно повышает показатели полезного использования вырабатываемого подземного пространства.

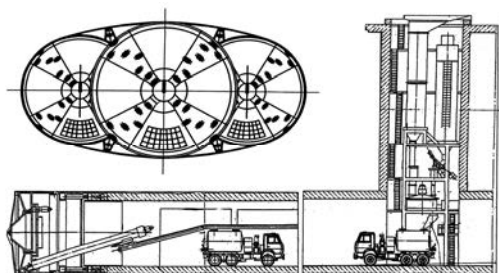


Рис. 2. Схема трехроторного щита и технология строительства тоннеля с размещением в нем бетонорастворного узла

Как следствие, значительно снижаются затраты за счет уменьшения объема извлекаемого грунта, снижения мощности, потребляемой электросиловыми агрегатами, отсутствия высокоточных блоков и элементов герметизации стыков. Конструкция ТПК, предусматривающая технологию возведения обделки из монолитно-прессованного бетона, существенно облегчена за счет отсутствия оборудования для укладки железобетонных блоков и тампонажа заобделочного пространства.

Монолитно-прессованная бетонная обделка тоннелей, изготавливаемая с использованием новых высокопрочных видов бетона и модифицирующих присадок, в том числе — обеспечивающих полную водонепроницаемость, а также — современных видов армирования (фибробетоны) в последние годы получила распространение и является новым перспективным направлением в подземном строительстве. Благодаря оригинальным техническим решениям, в том числе опробованным ГК «Альянс» при строительстве тоннелей в Москве, получена возможность строительства тоннелей практически произвольного поперечного сечения (Bulychev 2003).

2.2. Расчет обделок

При разработке метода расчета монолитно-прессованной бетонной обделки принципиально важную роль играет учет технологии возведения обделки, важным элементом которой является прессование бетонной смеси. Необходимо иметь в виду, что в этих условиях давление прессования (1,0-1,5 МПа), которое может превысить вес столба пород до поверхности, в значительной степени сохраняется в окружающем тоннель грунтовом массиве. Таким образом, в грунтовом массиве создается искусственное поле напряжений с давлением на контакте обделки с грунтом, равным давлению прессования. Нагружение бетонной обделки происходит в момент удаления опалубки.

В качестве примера произведем расчет обделки тоннеля, поперечное сечение которого показано на рис. 3. Форма поперечного сечения обделки выбрана с таким расчетом, чтобы максимально уменьшить величину растягивающих напряжений в бетоне.

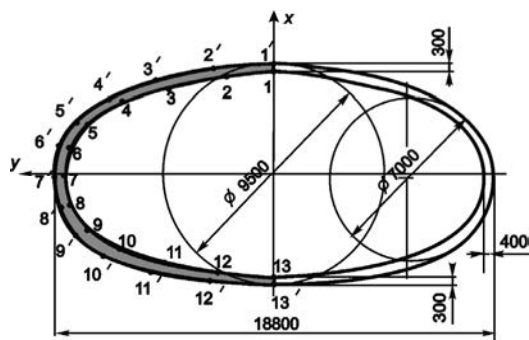


Рис. 3. Овоидальное сечение тоннеля

Напряженное состояние обделки существенно зависит от соотношения модулей деформации грунтового массива и бетона в момент удаления опалубки, когда происходит нагружение обделки. Расчеты выполнены с применением компьютерной программы FONS 5, реализующей аналитический метод расчета подземных сооружений произвольного поперечного сечения с обделкой переменной толщины.

На рис. 4 показаны эпюры нормальных тангенциальных напряжений (в долях давления прессования P) на внутреннем и наружном контурах поперечного сечения обделки, полученные при отношении модулей деформации окружающего массива грунта и бетона обделки $E_0/E_1 = 0,005$. Эпюры построены по значениям напряжений, определенных в точках, показанных на рис. 3, положительными считаются растягивающие напряжения.

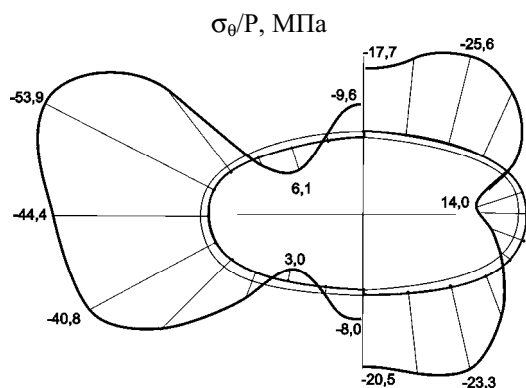


Рис. 4. Распределение нормальных тангенциальных напряжений на внутреннем и наружном контурах сечения обделки

Из эпюр, приведенных на рис. 4, можно установить расположение критических точек (критических нормальных сечений), в которых возникают максимальные растягивающие и сжимающие напряжения.

Зависимости экстремальных значений нормальных тангенциальных напряжений в критических точках обделки от соотношения модулей деформации грунтового массива и бетона на момент удаления опалубки показаны на рис. 5.

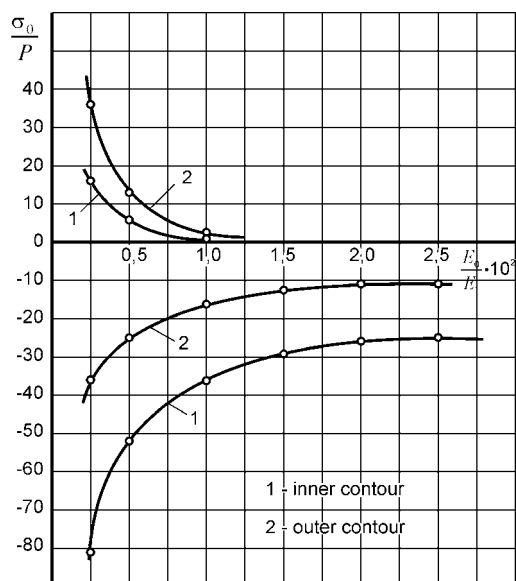


Рис. 5. Зависимость экстремальных нормальных тангенциальных напряжений в обделке тоннеля от отношения модулей деформации грунта и бетона: 1 – на внутреннем контуре; 2 – на наружном контуре

Из приведенных графиков следует, что при отношении модулей деформации $E_0/E_1 > 0,01$ обделка испытывает, практически только сжимающие напряжения.

Необходимо иметь в виду, что первое нагружение бетонной обделки тоннеля происходит в момент снятия опалубки, то есть в раннем возрасте твердения бетона. Поэтому при расчете обделки необходимо знать деформационные характеристики бетона в процессе его твердения в раннем возрасте в соответствии графиком организации работ.

При установлении значений отношения E_0/E_1 для прессбетонной обделки тоннеля следует иметь в виду, что модули деформаций слабых грунтов (глин, суглинков, песков) на глубинах строительства тоннелей (20м и более) имеют, вследствие естественной консолидации, существенно большие значения, чем в приповерхностной области грунтового массива. Для получения достоверных исходных данных необходимо определять деформационные характеристики грунтов по результатам испытаний непосредственно в месте их залегания.

3. РАСЧЕТ ОБДЕЛОК ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ТОННЕЛЕЙ ПРОИЗВОЛЬНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

В Тульском государственном университете разработаны новые аналитические методы расчета обделок параллельных тоннелей произвольного поперечного сечения на действие собственного веса пород и веса зданий и сооружений на поверхности. Эти методы расчета, разработка которых поддержана грантами Президента РФ МК-2798.2007.5 и МК-164.2009.5, соответствуют современной концепции подземного строительства в мегаполисах.

Представленные методы расчета позволяют определять напряженное состояние обделок комплекса параллельных взаимовлияющих подземных сооружений. Обделки тоннелей могут иметь разные размеры и разные поперечные сечения, при этом тоннели могут быть пройдены разными способами, что позволяет реализовать различные решения подземного строительства.

Методы основаны на исследовании взаимодействия подземных конструкций и массива грунта (пород) как элементов единой деформируемой системы и на решениях соответствующих плоских задач теории упругости о напряженном состоянии некруговых колец, подкрепляющих отверстия в полубесконечной линейно-деформируемой весомой среде. Общая расчетная схема приведена на рис. 6.

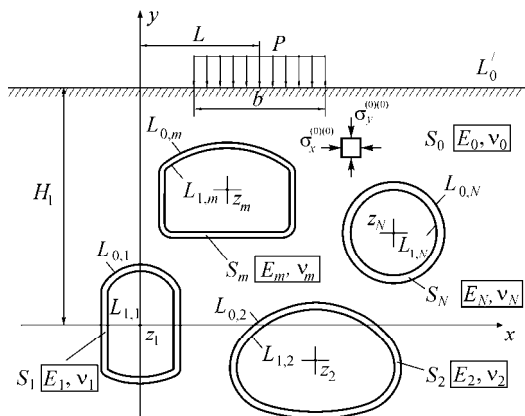


Рис. 6. Расчетная схема обделок комплекса параллельных тоннелей произвольного поперечного сечения, располагаемых под застроенной территорией

Здесь кольца $S_{1,j}$ ($j = 1, \dots, N$) из материалов с деформационными характеристиками $E_{1,j}$, $\nu_{1,j}$ ($j = 1, \dots, N$) моделируют обделки тоннелей, расположенных на глубинах H_j , отсчитываемых от центров, помещенных в точках $z_j = x_j + iy_j$ ($j = 1, \dots, N$). Начало координат выбирается в центре первого отверстия. Полагается, что среда S_0 и кольца $S_{1,j}$ деформируются совместно, то есть на линиях контакта $L_{0,j}$ выполняются условия непрерывности векторов напряжений и смещений. Внутренние контуры колец $L_{1,j}$ ($j = 1, \dots, N$) свободны от действия внешних сил.

Действие веса пород моделируется наличием в среде S_0 поля начальных напряжений, линейно изменяющихся по глубине, определяемых по формулам ($k = 0, 1$):

$$\begin{aligned}\sigma_x^{(k)(0)} &= -\lambda\gamma(H_1 - y); \\ \sigma_y^{(k)(0)} &= -\gamma(H_1 - y); \\ \tau_{xy}^{(k)(0)} &= 0,\end{aligned}\tag{3}$$

где H_1 – глубина заложения первого тоннеля, λ – коэффициент бокового давления пород в ненарушенном массиве, γ – удельный вес пород.

Действие веса зданий моделируется наличием на участке прямолинейной границы полуплоскости равномерно распределенной вертикальной нагрузки интенсивностью P . При этом рассматриваются два возможных случая – когда вблизи тоннелей возводится новое здание, и когда тоннели проходятся под застроенной территорией. В последнем случае смещения основания, происшедшие до проходки тоннелей, исключаются из рассмотрения.

Поставленные выше задачи теории упругости решены с использованием теории аналитических функций комплексного переменного (Мусхелишвили, 1966), аналитического продолжения комплексных потенциалов Колосова-Мусхелишвили, регулярных в нижней полуплоскости вне отверстий, в верхнюю полуплоскость через прямолинейную границу L_0' (Араманович, 1955), модификации метода Д.И. Шермана, описанной в работе (Фотиева и Козлов, 1992), свойств интегралов типа Коши, аппарата конформных отображений и комплексных рядов.

Такой подход позволяет свести решение рассматриваемой задачи к хорошо сходящемуся итерационному процессу (Fotieva et al., 1996), в каждом приближении которого последовательно используются решения задач для каждого из двухслойных колец, подкрепляющего отверстие произвольной формы в полной плоскости, при граничных условиях, содержащих некоторые дополнительные слагаемые, отражающие влияние прямолинейной границы полуплоскости и остальных подкрепленных отверстий. Эти слагаемые представляются в форме рядов Лорана, неизвестные коэффициенты которых, полагаемые в первом приближении равными нулю, затем уточняются на каждом шаге итераций.

Для приближенного учета пространственного характера задач о действии веса зданий и сооружений, обусловленного ограниченными размерами зданий в направлении осей тоннелей и возможным расположением нескольких зданий на некоторых расстояниях друг от друга в этом направлении, используется специальная методика, основанная на предположении о том, что отношение напряжений в кольце, моделирующем обделку, полученных из решений пространственных задач, к их значениям, найденным из решений соответствующих плоских задач, будет примерно таким же, как отношение вертикальных напряжений, возникающих в точке сплошного полупространства, соответствующей центру рассматриваемого поперечного сечения тоннеля при действии на поверхности нагрузки, равномерно распределенной по прямоугольной площади $b \times l$ и по бесконечной полосе ($l = \infty$) шириной b . Правомочность применяемой методики подтверждена сравнением результатов расчета с данными физического моделирования на эквивалентных материалах (Фотиева и др., 2005).

Принятое предположение позволяет также учитывать наличие нескольких зданий или сооружений на поверхности, в том числе – расположенных на некоторых расстояниях друг от друга в направлении осей тоннелей, что дает возможность определять напряжения в различных поперечных сечениях обделок по длине тоннелей в условиях плотной городской застройки.

Коэффициент запаса несущей способности обделки тоннеля в любом поперечном сечении может быть определен по следующей формуле:

$$k_s = \min \left(\frac{R_b}{\left| \sigma_{\theta}^{(in)(c)} \right|_{\max}}, \frac{R_{bt}}{\sigma_{\theta}^{(in)(t)} \max} \right) \quad (4)$$

где R_b, R_{bt} – расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению; $\left| \sigma_{\theta}^{(in)(c)} \right|_{\max}, \sigma_{\theta}^{(in)(t)} \max$ – максимальные сжимающие (отрицательные) и растягивающие (положительные) напряжения, обусловленные суммарным действием собственного веса пород и веса зданий на поверхности, в рассматриваемом сечении обделки.

4. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Ниже приводятся примеры расчета обделок двух параллельных тоннелей на действие собственного веса пород, а также веса зданий и сооружений на поверхности.

На примере двух одинаковых параллельных тоннелей некругового поперечного сечения, расположенных под застройкой территории, рассмотрено влияние строительства нового здания на напряженное состояние обделок тоннелей. Форма и размеры обделок рассматриваемых тоннелей представлены на рис. 7.

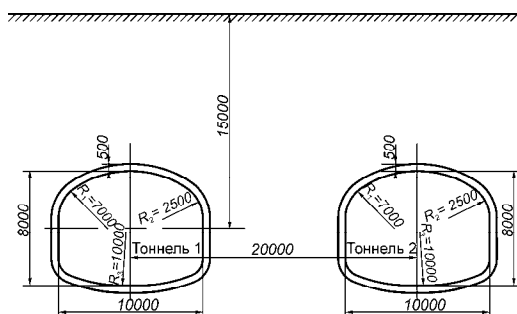


Рис. 7. Поперечное сечение рассматриваемых тоннелей

Расчет выполнен при следующих исходных данных: глубина заложения $H_1 = 15$ м, удельный вес грунта $\gamma = 0,020$ МН/м³, коэффициент бокового давления грунта в ненарушенном массиве $\lambda = 0,6$, деформационные характеристики грунта $E_0 = 500$ МПа, $\nu_0 = 0,3$, деформационные характеристики обделок $E_1 = E_2 = 32500$ МПа, $\nu_1 = \nu_2 = 0,2$.

Влияние последовательности проходки тоннелей на напряженное состояние обделок при расчете не учитывалось. Корректирующие множители, найденные по формуле (1), равны $\alpha_1^* = \alpha_2^* = 0,46$.

План расположения зданий на поверхности приведен на рис. 8. Одна клетка на плане имеет размер 10 x 10 м. Здания 1, 2, 3, 4 существовали до проведения тоннелей, здание 5 возведено после проходки и крепления тоннелей.

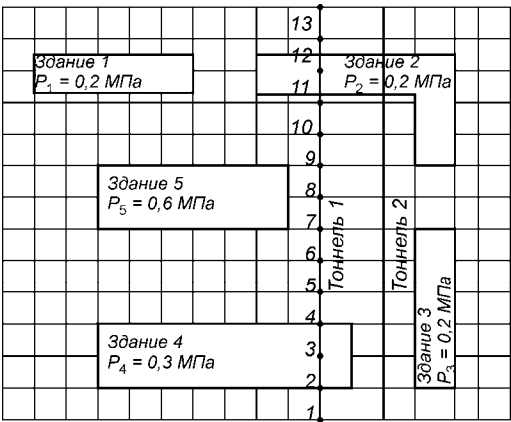


Рис. 8. План расположения зданий

На рис. 9 и 10 приведены графики изменения несущей способности обделок по длине тоннелей 1 и 2. Коэффициенты запаса несущей способности обделок определялись по формуле (4). Сплошные линии на рисунках соответствуют изменению значений коэффициентов k_s по длине тоннелей после строительства нового здания, пунктирные линии - до строительства.

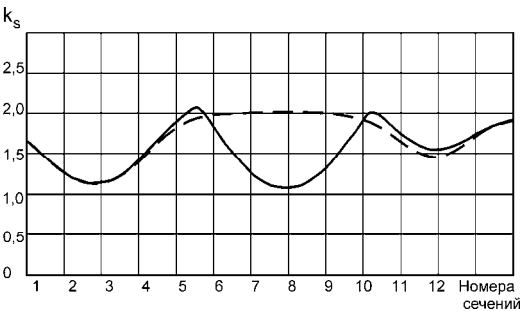


Рис. 9. Изменение коэффициента запаса несущей способности обделки тоннеля 1 по длине тоннеля

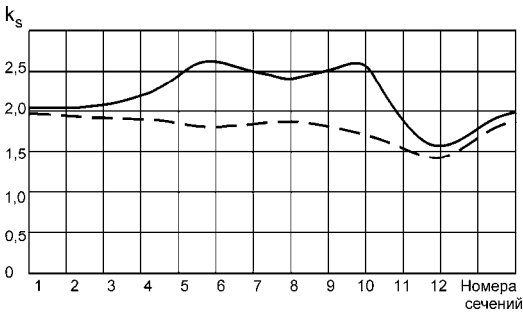


Рис. 10. Изменение коэффициента запаса несущей способности обделки тоннеля 2 по длине тоннеля

Из рис. 9, 10 видно, что строительство здания 5 приводит к снижению коэффициента запаса несущей способности обделки тоннеля 1 на участке между сечениями 6 и 10 и увеличению коэффициента запаса несущей способности обделки тоннеля 2 между сечениями 3 и 12.

Эпюры нормальных тангенциальных напряжений на внутренних контурах поперечных сечений обделок тоннелей в сечении 8, соответствующем середине здания 5, показаны на рис. 11. Сплошные линии соответствуют значениям напряжений в обделках тоннелей после строительства здания 5, пунктирные – напряжениям в обделках тоннелей до строительства этого здания.

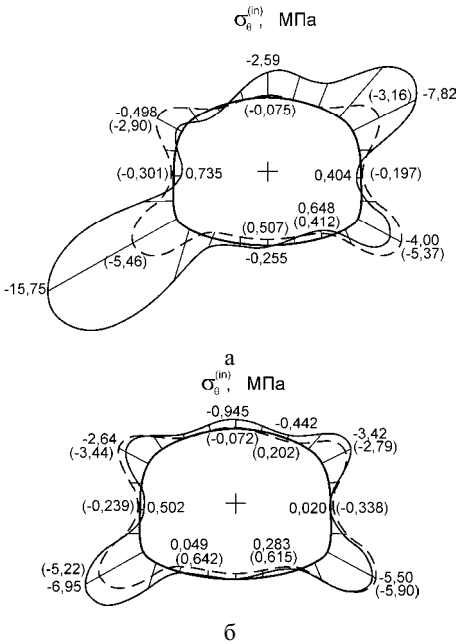


Рис. 11. Эпюры нормальных тангенциальных напряжений на внутренних контурах обделок в сечении 8: а – тоннель 1; б – тоннель 2

Из эпюр напряжений, приведенных на рис. 11, видно, что возведение здания 5 привело к увеличению максимальных сжимающих напряжений в обделке левого тоннеля в 3 раза, максимальных растягивающих напряжений – в 1,5 раза. Максимальные сжимающие напряжения в обделке правого тоннеля после строительства здания 5 увеличились на 18 %, максимальные растягивающие напряжения уменьшились на 22 %.

В дальнейшем планируется обобщить представленные в работе аналитические методы расчета на случай, когда тоннели сооружаются с применением инъекционного укрепления грунта.

5. ЛИТЕРАТУРА

- Араманович, И.Г. 1955. О распределении напряжений в упругой полуплоскости, ослабленной подкрепленным круговым отверстием. *Докл. АН СССР*, Т. 104, № 3, С. 372-375.
- Булычев, Н.С. 1980. Расчет многослойных обделок горных транспортных тоннелей на сейсмические воздействия. *Сейсмостойкость транспортных сооружений*. АН СССР, М.: Наука, С. 66-74.
- Виноградов, Б.Н. 1960. Измерение давления горных пород на обделки тоннелей метрополитенов. *Исследования горного давления*. АН СССР, М.: Госгортехиздат, С. 139-153.
- Медейко, В.И. 1980. Сквозь горы. *Ленинградцы БАМу*, Л.: Лениздат, С. 64-75.
- Мусхелишвили, Н.И. 1966. Некоторые основные задачи математической теории упругости, М.: Наука.
- Руппенейт, К.В. 1954. Некоторые вопросы механики горных пород, М.: Углетехиздат.
- Фотиева, Н.Н. 1974. Расчет обделок тоннелей некругового поперечного сечения, Госстрой СССР, НИИОСП, М.: Стройиздат.
- Фотиева, Н.Н., Козлов, А.Н. 1992. Расчет крепи параллельных выработок в сейсмических районах, М.: Недра.
- Фотиева, Н.Н., Деев, П.В., Булычев, Н.С. 2008. Расчет обделок параллельных некруговых тоннелей мелкого заложения в условиях плотной городской застройки. *Труды международной конференции по геотехнике. Развитие городов и геотехническое строительство*, Том 3, С.-Пб.: НПО «Геореконстр.-Фундаментпр.», С. 253-258.
- Bulychev, N.S., Fotieva, N.N., Fowell, R. 2001. Stress-strain state of tunnel lining and surrounding rock mass in vicinity of tunnel face. *International Symposium & Exhibition: "Underground Construction 2001"*, London. Brintex Ltd., pp. 439-448.
- Bulychev, N., Abramov, A., Gilshtein, S., Semenov, A. 2003. Design method of monolithic press concrete tunnel lining. *Underground construction 2003. International Conference & Exhibition*, London, Hemming Group, pp. 491-495.
- Bulychev, N.S., Fotieva, N.N., Levchenko, A.N., Gilshteyn, S.R. 2008. Conception of safety underground space development in city centers. *Proc. Of the World Tunnel Congress. Agra, India. Underground Facilities for Better Environment and Safety*, Vol. 3, Central Board of Irrigation & Power, pp. 1948-1954.
- Fenner, R. 1938. Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes. *Gluckauf* 32: 681-695, 33: 705-715.
- Fotieva, N.N., Bulychev, N.S., Sammal, A.S. 1996. Design of shallow tunnel linings. *Proc. of the ISRM International Symposium Eurock'96, Torino, Italy*, pp. 677-680.
- Fotieva, N.N., Bulychev, N.S., Sammal, A.S., Golitsynskiy, D.M., Frolov, Ju.S., Fowell, R.J. 2005. Some aspects of shallow tunnel lining design in urban areas. *Underground Construction Conference & Exhibition. Olimpia 2*, London, UK. Reports presented at the Conference (full text on CD-ROM) – 6 p.
- Rabcewicz, L.V. 1976. Die Neue Österreichische Tunnelbauweise und ihre Anwendung Tauernautobahn. Band II, *Tauernautobahn AG*, Salzburg, pp. 529-544.

Секция 2а

**Воздействие новых зданий и сооружений
на подземные сооружения**

**Воздействие новых подземных сооружений
на существующие здания и сети**

Воздействие новых зданий и сооружений на подземные сооружения

Комплексный подход к оценке и исключению негативного влияния строительства инженерных коммуникаций на подземные сооружения метрополитена в г. Москве

Л.В. Жукова, М.А. Логачев

Филиал ОАО ЦНИИС «НИЦ «Тоннели и метрополитены», г. Москва, Россия

Рассмотрен опыт применения комплексного подхода к решению задач по обеспечению надежности сооружений метрополитена при строительстве и реконструкции объектов в г. Москве на примере прокладки газопровода по Волжскому бульвару и коллектора от ПС «Ново-Кузьминки».

При строительстве, реконструкции объектов, а также, при прокладке инженерных коммуникаций в охранной зоне метрополитена необходимо учитывать степень их влияния на надежность сооружений метрополитена.

Охранная зона метрополитена - часть городской территории, расположенная над (под) действующими сооружениями метрополитена, строящимися и проектируемыми линиями метрополитена, а также в непосредственной близости от них. Устанавливается в целях предотвращения воздействия неблагоприятных внешних факторов на объекты метрополитена и объектов метрополитена на прилегающей к ним территории [1].

Для выбора и назначения защитных мероприятий, обеспечивающих эксплуатационную надежность Метрополитена, необходим комплексный подход к оценке технического состояния и влияния нового строительства на подземные сооружения Метрополитена.

Комплексный подход [1] при решении такого рода задач включает в себя ряд последовательно выполняемых работ по обследованию сооружений, расчету обделок и определению НДС конструкций объекта. Анализ результатов дает возможность выбора защитных мероприятий.

Одним из важных элементов комплексного подхода является исследование НДС конструкций сооружений в зависимости от различных инженерно-геологических усло-

вий участка строительства. Примером этого может служить оценка влияния прокладки газопровода по Волжскому бульвару и коллектора от ПС «Ново-Кузьминки» на пересечении с трассой Таганско-Краснопресненской линии Московского метрополитена [2,3].

В зону влияния работ по строительству газопровода высокого и низкого давления ГРП «Вязовский» - ГРП «Текстильщики» по Волжскому бульвару и коллектора от ПС «Ново-Кузьминки» попадет двухпутный перегонный тоннель на ПК94+15-ПК94+70 между станциями «Текстильщики» и «Кузьминки». Взаимное расположение сооружений метрополитена, проектируемых газопровода и коллектора приведено на рисунке 1.

Три нитки газопровода сооружаются закрытым (микротоннелирование) и открытым способом на глубине около 2 м (от уровня поверхности земли до верхней точки газопровода), две из них имеют наружный диаметр $D=1200$ мм и одна - наружный диаметр $D=820$ мм. Минимальное расстояние между перекрытием тоннеля и газопроводом составляет всего 1 м (газопровод располагается над тоннелем).

Кабельный коллектор сооружается щитовым способом (наружный диаметр щита - 3,2м) под тоннелем метрополитена. Глубина заложения коллектора в месте пересечения с перегонным тоннелем метрополитена (ПК 94+58) составляет 12м.

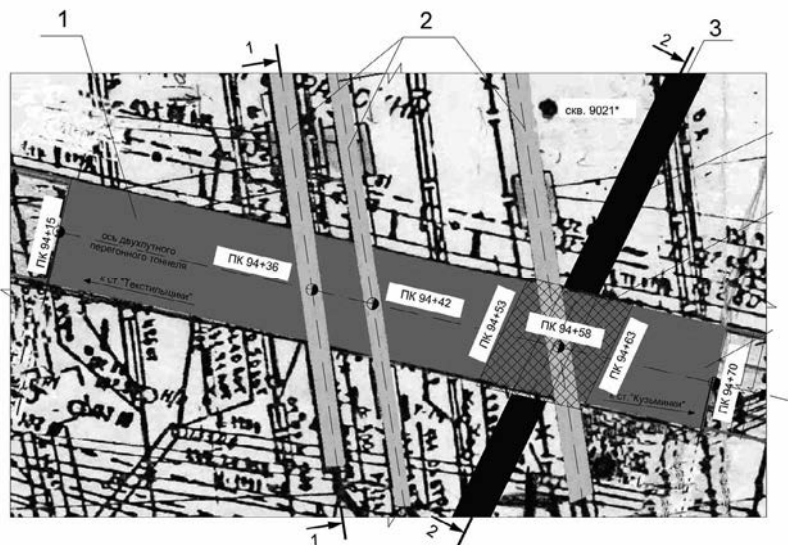


Рис. 1. Ситуационный план расположения сооружений метрополитена и инженерных коммуникаций: 1- перегонный тоннель, 2- газопровод, 3- коллектор.

Расстояние между точкой лотковым блоком и сооружаемым кабельным коллектором составляет около 4,0м.

Взаимное расположение сооружений метрополитена и газопровода (разрез 1-1) приведено на рисунке 2.

Взаимное расположение сооружений метрополитена и коллектора (разрез 2-2) приведено на рисунке 3.

Грунтовый массив вмещающий перегонный тоннель сложен четвертичными отложениями, представленными супесями, суглинками и песками различной крупности.

Абсолютная отметка уровня земной поверхности на данном участке составляет около 132,8м. Уровень грунтовых вод находится на абсолютной отметке от 127,6м до 130,41м.

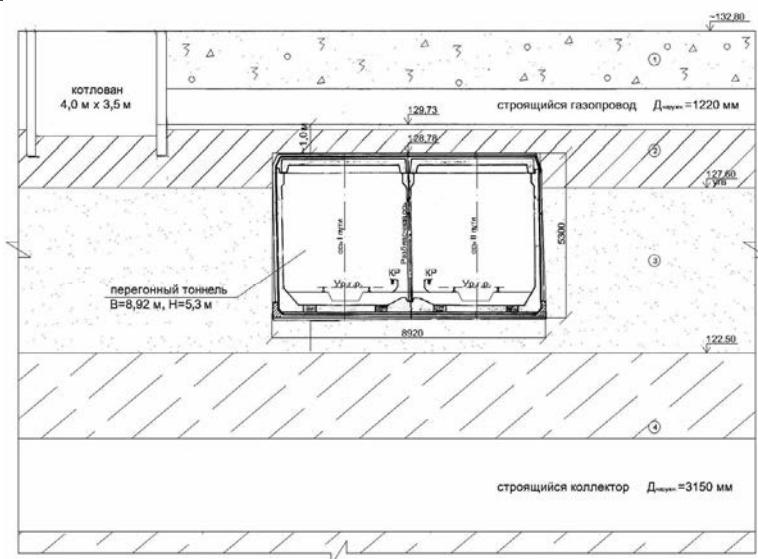


Рис. 2. Взаимное расположение газопровода и перегонного тоннеля метрополитена (разрез 1-1)

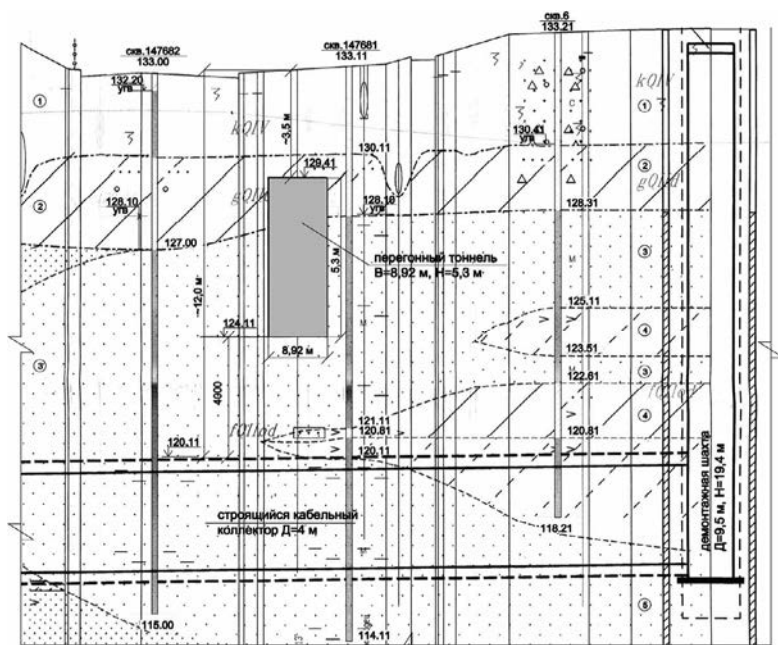


Рис. 3. Взаимное расположение коллектора и перегонного тоннеля метрополитена (разрез 2-2)

Перегонный тоннель мелкого заложения (глубина заложения перекрытия тоннеля находится в пределах 3,5–4 м, абсолютная отметка – 129,41 м – 128,78 м) на рассматриваемом участке (ПК94+15–ПК94+70) сооружался открытым способом. Обделка тоннеля выполнена в виде прямоугольной пролетной рамы (ширина тоннеля 8,92 м), состоит из восьми элементов пяти типов: двух блоков перекрытия (ребристого сечения), двух боковых стеновых, трех лотковых и одного блока средней стенки (сплошного сечения). Ширина блоков перекрытия и боковых стеновых составляет 1,49 м, блоков лотка и средней стенки 2,99 м. Конструкция перегонного тоннеля приведена на рисунке 4.

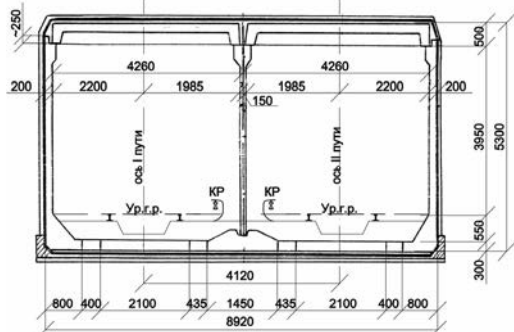


Рис. 4. Конструкция перегонного тоннеля метрополитена

Для оценки влияния прокладки инженерных коммуникаций на сооружения метрополитена было проведено визуальное и инструментальное обследование конструкций тоннеля и использован метод математического моделирования для определения напряженно-деформированного состояния (НДС) обделки тоннеля в зависимости от характеристик окружающего грунтового массива на различных стадиях строительства, в том числе при выполнении защитных мероприятий.

При проведении натурного обследования тоннеля метрополитена выявлено, что в целом, выявленные дефекты и повреждения не являются препятствием для дальнейшей эксплуатации в штатном режиме, техническое состояние конструкций является работоспособным.

Геофизическим обследованием заобделочного пространства перегонного тоннеля сейсмоакустическим методам [2,3] установлены зоны разуплотнения контактного слоя «грунт – обделка» и зоны отсутствия контакта. Состояние контакта грунт-обделка представлено на рисунке 5.

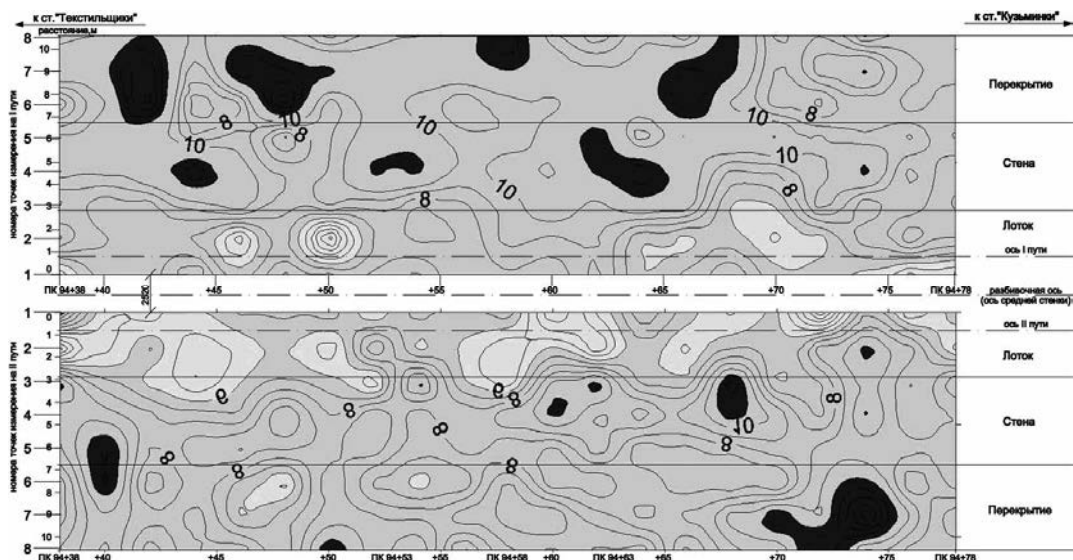


Рис. 5. Состояние контакта грунт-обделка тоннеля: $A > 11$ - неплотный контакт, $11 > A > 6$ - ослабленный контакт, $A < 6$ - плотный контакт.

Влияние строительства газопровода и коллектора на НДС тоннельных конструкций определялось различными методами:

- статическим расчетом в соответствии с положениями СНиП 32-02-2003 «Метрополитены», СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы» и СП 32-105-2004 «Метрополитены» по программе «Линейный расчет обделки произвольного очертания» [2,3,4];

- методом конечных элементов с моделированием грунтовой среды по программе «PLAXIS 2D v. 8.2» [2,3,5], предназначенной для решения плоских упруго-пластических задач.

Результаты расчетов показали, что разуплотнение грунтов за обделкой тоннеля негативно влияет на НДС конструкций тоннеля при прокладке газопровода и коллектора.

Для исключения влияния проходки инженерных коммуникаций на тоннель метрополитена было предложено восстановить инъекционными методами контакт грунт-обделка и выполнить химическое закрепление грунтов в основании тоннеля до начала работ [2,3] для чего разработана проектная документация.

Работы выполняются инъекционными методами с использованием инъекционных растворов на основе цемента, бентонита и

жидкого стекла (силиката натрия) и раствора карбамидной смолы. В проектной документации регламентируются параметры инъекции, порядок, производство и технология инъекционных работ, объемы и расход материалов.

Расположение инъекционных скважин в плане (по лотку тоннеля) и сечении тоннеля показаны на рисунках 6 и 7.

Инъекционные работы выполняются из тоннеля, в ночное время, «в окно», после снятия напряжения с контактного рельса с технологических платформ с установленным на них буровым и инъекционным оборудованием.

Одновременно, на протяжении всего строительства ведется мониторинг состояния обделки тоннеля, включающий визуальный осмотр конструкций и оценку деформаций обделки тоннеля по инструментальному измерению линейных размеров выбранных (контрольных) сечений.

Комплексный подход оценке технического состояния тоннелей, назначение защитных мероприятий и выполнение проектных решений в полном объеме исключает негативное влияние строительства инженерных коммуникаций на сооружения Метрополитена и обеспечивает их эксплуатационную надежность.

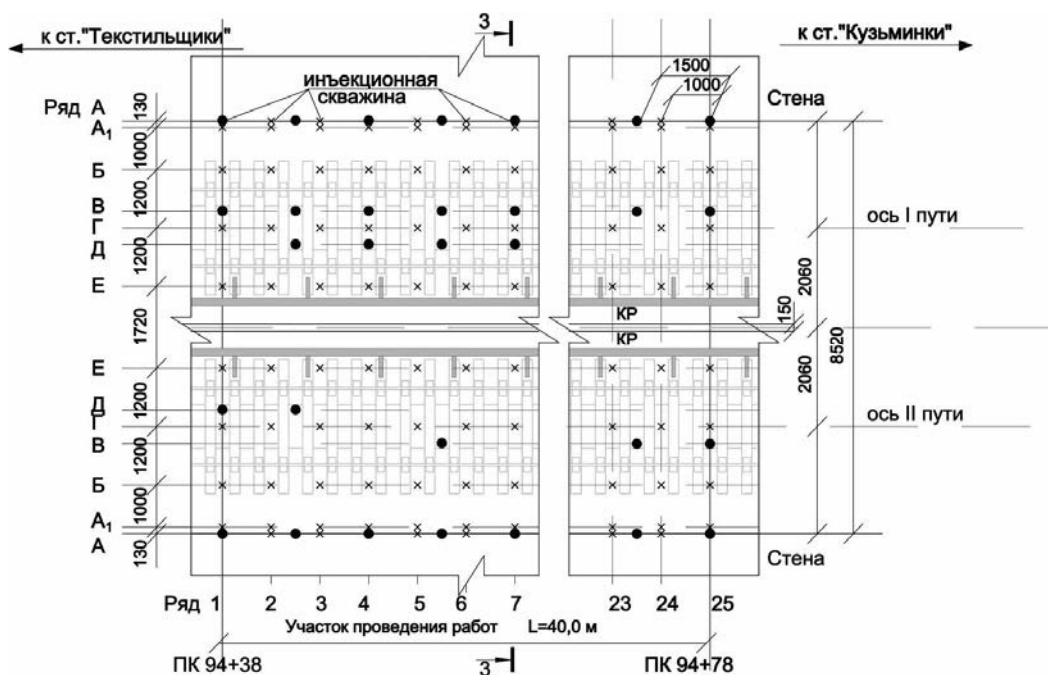


Рис. 6. Схема расположения инъекционных скважин: ● - ликвидация пустот и разуплотнений грунта, х --укрепление грунтов.

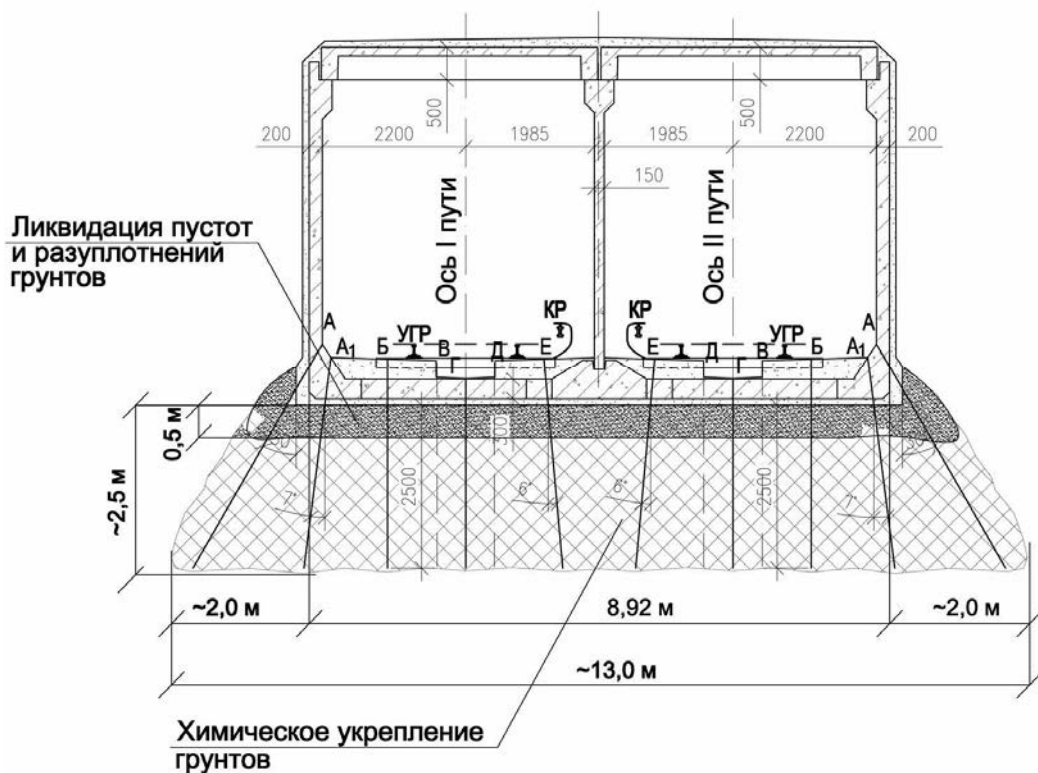


Рис. 7. Разрез 3-3

ЛИТЕРАТУРА

1. Долговечность тоннельных конструкций в условиях эксплуатации и городского строительства / В.А. Гарбер // Метрополитен. - М.: НИЦ «Тоннели и метрополитены» ОАО ЦНИИС, 2004
2. Научно технический отчет № ТМ-08-8030 «Обследование сооружений метрополитена, попадающих в зону прокладки газопровода высокого и низкого давления ГРП "Вязовский" - ГРП "Текстильщики" в местах пересечения с тоннелем метрополитена Таганско-Краснопресненской линии между станциями "Текстильщики" и "Кузьминки" по Волжскому бульвару (горзаказ 1247)». - М.: ЦНИИС, 2008.
3. Научно технический отчет № ТМ-07-7215 «Обследование сооружений метрополитена Таганско-Краснопресненской линии, попадающих в зону влияния строительства кабельного коллектора от ПС "Ново-Кузьминки"». - М.: ЦНИИС, 2008
4. Руководство по автоматизированному расчету обделок подземных транспортных сооружений. – М.: ЦНИИС, 1987.
5. Руководство пользователя PLAXIS. 2004

Опыт проектирования и строительства свайно-плитного фундамента группы зданий

Г.А. Матвеев, В.А. Лукин, А.Б.Фадеев

ООО «Подземстройреконструкция», С-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: Проектирование и строительство нулевого цикла сооружения было осложнено неглубоким (около 30 м) расположением тоннеля Московско-Петроградской линии метро, проходящего под застраиваемым участком. Следующим фактором риска являлось проектирование блока из 17-ти, 13-ти, 9-ти и 3-этажных зданий на общем свайно-плитном фундаменте размером 61х90 м без устройства деформационных швов. Расчет осадки был выполнен по различным расчетным вариантам. Строительство успешно завершено, осадки стабилизировались. Малая длина свай (менее 20% от ширины плиты) и значительная неравномерность нагрузок не привели к чрезмерным деформациям свайно-плитного фундамента.

В Санкт-Петербурге у Московских ворот на общем свайно-плитном фундаменте возведена группа зданий многофункционального гостиничного комплекса, состоящая из четырех корпусов высотой 3, 9, 13 и 17 этажей. Под всей группой зданий имеется общий подземный этаж-паркинг, полом которого является плитный ростверк фундамента.

Проектирование и строительство нулевого цикла сооружения было осложнено неглубоким (около 30 м) расположением наклонного тоннеля Московско-Петроградской линии метро, проходящего под пятым застройки. Другим осложняющим фактором являлось проектирование свайно-плитного фундамента без устройства деформационных швов в плите.

Инженерно-геологические условия площадки строительства типичны для южной части Петербурга. Грунтовая толща характеризуется глубоким залеганием твердых кембрийских глин с высоким модулем деформации и преобладанием слабых разновидностей среди вышележащих слоев грунта (табл. 1). Грунтовые воды находятся на глубине 1.5 м.

Таблица 1. Грунтовые условия площадки строительства

№	Грунт	Толщ	J_L	E , МПа
1	Глина	3	-	-
2	Песок	1	-	18

3	Суглинок	3	0.59	8
4	Супесь	12	0.35	9
5	Суглинок	2	0.06	13
6	Глина	7	-0.03	18
7	Глина		-0.06	26

Фундаментная плита (плитный ростверк) имеет толщину от 1.0 м (под 3-х, 9-ти и 13-ти этажными корпусами) до 1.2 м (под 17-ти этажной гостиницей) и размеры в плане 61.4 м х 90.4 м. (рис. 1). Подошва плиты имеет глубину заложения 4 м.

При разработке проекта фундамента было поставлено условие сплошности плиты без разделения на части деформационными швами, которые понизили бы надежность гидроизоляции подземного паркинга. Между тем, ряд обстоятельств создавал предпосылки для возникновения значительных неравномерных осадок фундаментной плиты.

Во-первых, плита загружена неравномерно зданиями различной этажности.

Во-вторых, по требованию ГУП «Петербургский метрополитен» отметка острия сваи должна быть не глубже 16 м от поверхности. Как указано выше, подошва фундаментной плиты имеет глубину заложения 4.0 м. Поэтому длина свай была принята 12 м. Сваи при этом не достигают твердых грунтов и являются чисто висячими.

Далее, п. 7.4.10 СП 50-102-2003 рассматривает свайно-плитный фундамент с длиной

свай от 0.5 В до 1.0 В (В – ширина плиты). Для рассматриваемого случая фактическая длина свай составила 0.19 В.

Кроме того, разброс в величинах несущей способности свай оказался значительным. Были проведены статические испытания восьми буронабивных свай диаметром 550 мм (рис. 2). Максимальная и минимальная несущая способность свай различаются в три раза.

Перечисленные обстоятельства давали основание с особым вниманием анализировать осадки и разработать меры управления ими.

Были вычислены осадки зданий при их опирании на собственные плитно-свайные фундаменты, не связанные с фундаментами соседних зданий (или отделенные от них деформационными швами). Однозначного апробированного метода расчета осадок плитно-свайных фундаментов на сегодня нет [1, 2, 3, 4, 5, 6]. Поэтому расчет осадок был выполнен по трем расчетным вариантам (табл. 2).

Таблица 2. Расчетные и фактические осадки зданий, см

Методы расчета	1. СНиП 2.02.01 -83*	2. СП 50- 101-2004	3. СП 50- 102-2003	Наблю- дения
17-эт. гостиница	12...14	7...10	12...14	ср.6.7 мах 8.5
13-эт. корпус	4...8	2	13	ср.5.8 мах 7.0
9-эт. корпус	2	0	10	ср.4.4 мах 5.5
3-эт. корпус	0	0	0	ср.2.3 мах 4.9

Расчет по схеме условных фундаментов был выполнен по методикам СНиП 2.02.01-83* (вариант 1) и СП 50-101-2004 (вариант 2). Различие этих методик заключается в назначении критерия глубины сжимаемой толщи. В варианте 1 глубина сжимаемой толщи определяется по критерию соотношения дополнительных и природных напряжений 0,2. В варианте 2 величина этого критерия больше, вплоть до 0,5. Соответственно глубина сжимаемой толщи и расчетная осадка при этом имеют меньшие значения.

По СП 50-102-2003 осадки корпусов были вычислены как осадки свайно-плитных

фундаментов (вариант 3). Метод расчета осадки таких фундаментов основан на совместном рассмотрении жесткости свай и плиты.

Сопоставляя расчетные и фактические осадки, можно констатировать, что для наиболее тяжелого 17-этажного здания наиболее близкий результат получен по второму варианту расчета, а для 13-, 9- и 3-этажных зданий наиболее близкими оказались расчеты по первому варианту. Осадки по третьему варианту оказались завышенными примерно в два раза. Тем не менее, отклонение расчетных осадок от фактических оказалось в разумных пределах. Это дает основание считать полезным расчет осадок различными методами.

Максимальная зафиксированная осадка 17-этажной гостиницы 8.5 см оказалась ниже расчетных значений по всем трем вариантам расчета и ниже предельно допустимой величины $S_u=15$ см.

По всем вариантам расчета разность ожидаемых осадок разноэтажных зданий достигала 7-14 см. Для снижения неравномерностей осадок между различно нагруженными участками плиты был составлен и реализован план технологического управления осадками. Согласно этому плану бетонирование плиты по головам ранее изготовленных свай выполнялось по частям.

Первым был забетонирован участок плиты под наиболее тяжелым 17-этажным зданием и начато его возведение (рис.3).

Затем забетонирован участок плиты под 13- и 9-этажными зданиями и начато их возведение. Наконец, спустя пять месяцев, когда 17-этажный корпус был возведен на семь этажей, а осадка плиты под ним достигла 30 мм, была забетонирована плита под 3-этажным корпусом и начато его возведение. С этого момента различные участки плиты оседали как единое целое практически с одинаковой скоростью вплоть до полного затухания осадок. Таким образом, стыки различных участков плиты омоноличивались после того, как эти участки с возведенными на них зданиями уже частично наберут осадку, а в период до омоноличивания на начальном этапе возведения зданий стыки выполняли функции деформационных швов. На рис. 4 показан этап бетонирования фундаментной плиты 13-этажного корпуса, на заднем плане видна возводимая 17-этажная гостиница.

Строительство успешно завершено, осадки зданий стабилизировались.

Заключение. Опыт расчета, проектирования и устройства плитно-свайного фундамента многофункционального комплекса у Московских ворот позволяет сделать следующие выводы.

- Сопоставление расчетных осадок, вычисленных различными методами, позволяет лучше оценить геотехническую ситуацию и выявить возможные риски.

- Для зданий высотой 9 и 13 этажей наиболее близкие к фактическим дал расчет по схеме условного фундамента в варианте СНиП 2.02.01-83* с глубиной сжимаемой толщи, определяемой по критерию соотношения дополнительных и природных напряжений 0,2. В варианте СП 50-101-2004 с большими значениями этого критерия для здания высотой 17 этажей получен наиболее близкий результат, а для зданий 9 и 13 этажей получены заниженные значения осадок. Схема свайно-плитного фундамента СП 50-102-2003 дает завышенные осадки для всех зданий.

- Несмотря на значительное изменение нагрузки от 3-х до 17-ти этажей в пределах монолитной фундаментной плиты управле-

ние ее осадками путем оптимальной очередности возведения зданий позволило обойтись без деформационных швов.

- Малая длина свай (менее 20 % от ширины плиты) не привела к чрезмерным деформациям корпусов многофункционального комплекса.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. М, Госстрой, 2004 г.
2. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений. М, Стройиздат, 1986 г.
3. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. М, 2005 г.
4. Р. Катценбах, А.Шмит, Х. Рамм. Основные принципы проектирования и мониторинга высотных зданий Франкфурта-на-Майне. – Реконструкция городов и геотехническое строительство. №9, 2005. с.80-99.
5. А.Б.Фадеев, Р.А.Мангушев, В.А.Лукин. Расчет плитно-свайного фундамента. Вестник гражданских инженеров. №2(11). СПбГАСУ. 2007.
6. Р.А.Мангушев, А.В.Игошин, Н.В.Ошурков, А.Б.Фадеев. Плитно-свайный фундамент для здания повышенной этажности. Основания, фундаменты и механика грунтов. №1. 2008.

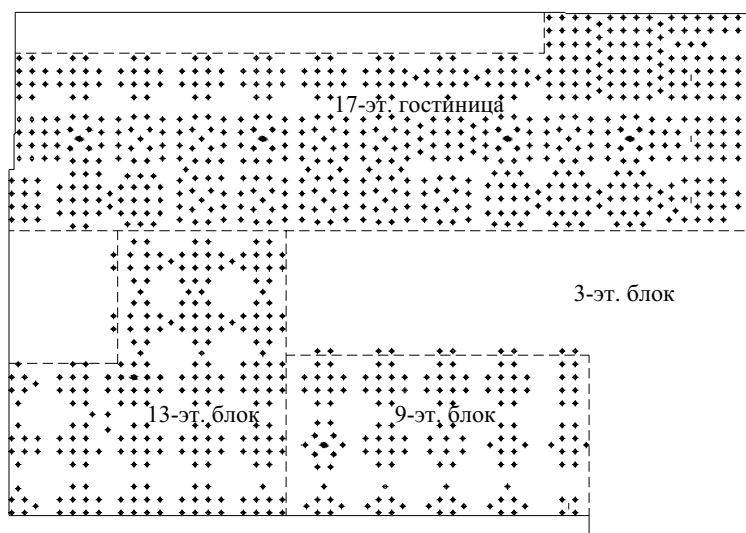


Рис. 1. Свайное поле и фундаментная плита 61х90 м

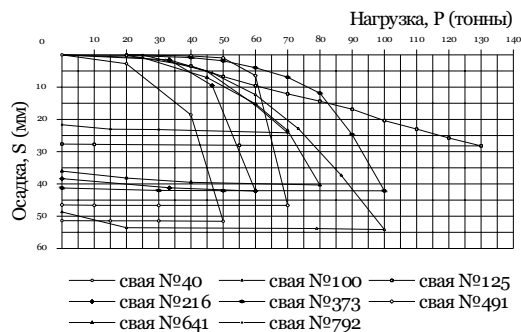


Рис. 2. Графики испытаний свай «нагрузка-осадка».

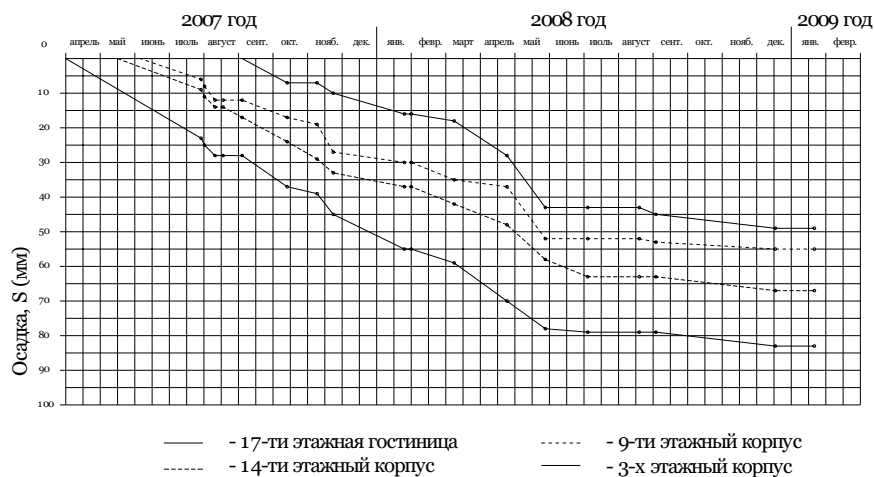


Рис. 3. Графики развития осадок корпусов в период строительства и после его завершения в середине 2008 года.



Рис. 4. Бетонирование фундаментной плиты 13-ти этажного корпуса

Математическое моделирование волн напряжений в объектах геотехники при сейсмических воздействиях

В.К. Мусаев

Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций
им. В.А. Кучеренко, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: Рассматриваются вопросы математического моделирования волнового напряженного состояния геотехнических сооружений с помощью полостей в виде прямоугольников при сейсмических воздействиях. С помощью метода конечных элементов в перемещениях разработаны методика, алгоритм и комплекс программ. Исследуемая расчетная область имеет 14762 узловых точек. Решается система уравнений из 59048 неизвестных. Рассматривается численное решение задачи о воздействии плоской продольной сейсмической волны параллельной свободной поверхности упругой полуплоскости без полости и с полостями на предполагаемое сооружение. Показано, что применение полостей уменьшает величину напряжений в предполагаемом сооружении при сейсмических воздействиях.

1. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Рассматриваются вопросы компьютерного моделирования уравнений динамической теории упругости при сейсмических волновых воздействиях.

Для решения задачи о моделировании сейсмических волн в упругих деформируемых средах рассмотрим некоторое тело Γ в прямоугольной декартовой системе координат XOY (рис. 1) которому в начальный момент времени $t=0$ сообщается механическое воздействие.

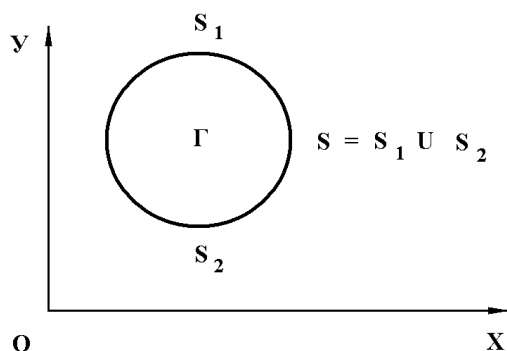


Рис. 1. Некоторое тело Γ в прямоугольной декартовой системе координат XOY

Предположим, что тело Γ изготовлено из однородного изотропного материала, подчи-

няющегося упругому закону Гука при малых упругих деформациях.

Точные уравнения двумерной (плоское напряженное состояние) динамической теории упругости имеют вид

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial X} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial Y} &= \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \\ \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial X} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial Y} &= \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2}, \quad (x, y) \in \Gamma, \\ \sigma_x &= \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y), \\ \sigma_y &= \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_y + \nu \epsilon_x), \\ \tau_{xy} &= \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{xy}, \\ \epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial X}, \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial Y}, \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial Y} + \frac{\partial v}{\partial X}, \quad (x, y) \in (\Gamma \cup S), \end{aligned} \quad (1)$$

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 OY соответственно; ρ – плотность материала; ν – коэффициент Пуассона; E – модуль упругости; S ($S_1 \cup S_2$) – граничный контур тела Γ .

Систему (1) в области, занимаемой телом Γ , следует интегрировать при начальных и граничных условиях.

Начальные условия в области Γ зададим в виде

$$u|_{t=0} = u_0, \quad v|_{t=0} = v_0, \\ \frac{du}{dt}|_{t=0} = \frac{du_0}{dt}, \quad \frac{dv}{dt}|_{t=0} = \frac{dv_0}{dt}, \quad (x, y) \in \Gamma, \quad (2)$$

где: $u_0, v_0, du_0/dt, dv_0/dt$ – заданные в области Γ функции.

Граничные условия зададим в виде: составляющих компонентов тензора упругих напряжений на границе S_1

$$\sigma_x l + \tau_{xy} m = A_x, \\ \tau_{xy} l + \sigma_y m = A_y, \quad (x, y) \in S_1; \quad (3)$$

составляющих компонентов вектора упругих перемещений на границе S_2

$$u = B_x, \quad v = B_y, \quad (x, y) \in S_2, \quad (4)$$

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.

Задача решается методом сквозного счета, без выделения разрывов. Основные соотношения метода конечных элементов получены с помощью принципа возможных перемещений.

Принимая во внимание определение матрицы жесткости, вектора инерции и вектора внешних сил для тела Γ , записываем приближенное значение уравнения движения в теории упругости

$$H^0 \frac{d^2 \Phi^0}{dt^2} + K^0 \Phi^0 = R^0, \\ \Phi^0|_{t=0} = \Phi^0_0, \quad \frac{d\Phi^0}{dt}|_{t=0} = \frac{d\Phi^0_0}{dt}, \quad (5)$$

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 нагрузки.

С помощью вырождения прямоугольного конечного элемента с четырьмя узловыми точками получим контурный конечный элемент с двумя узловыми точками (рис. 2).

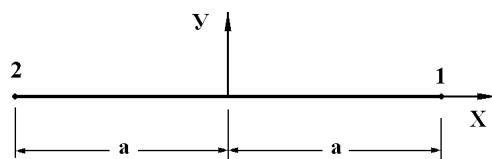


Рис.2. Контурный конечный элемент с двумя узловыми точками

При повороте оси X на угол α против часовой стрелки, получим упругое контурное напряжение σ_k в центре тяжести контурного конечного элемента с двумя узловыми точками

$$\sigma_k = A_1(A_2 + A_3) \quad (6)$$

где $A_1 = E/(2a(1 - \nu^2))$; $A_2 = (u_1 - u_2) \cos \alpha$; $A_3 = (v_1 - v_2) \sin \alpha$.

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

$$H^0 \frac{d}{dt} \left(\frac{d\Phi^0}{dt} \right) + K^0 \Phi^0 = R^0, \\ \frac{d}{dt} \Phi^0 = \frac{d\Phi^0}{dt}. \quad (7)$$

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

$$\frac{d\Phi_{i+1}^0}{dt} = \frac{d\Phi_i^0}{dt} + \Delta t (H^0)^{-1} (-K^0 \Phi_i^0 + R_i^0),$$

$$\Phi_{i+1}^0 = \Phi_i^0 + \Delta t \frac{d\Phi_{i+1}^0}{dt}. \quad (8)$$

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

$$\Delta t = k \frac{\min \Delta l_i}{C_p} \quad (i = 1, 2, 3, \dots), \quad (9)$$

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 сейсмических воздействиях на сооружения. При разработке комплекса программ использо-

вался алгоритмический язык Фортран-90.

Исследуемая область разбивается по пространственным переменным на треугольные конечные элементы с тремя узловыми точками и на прямоугольные конечные элементы с четырьмя узловыми точками.

По временной переменной исследуемая область разбивается на линейные конечные элементы с двумя узловыми точками.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЛН В ОБЛАСТИ БЕЗ ПОЛОСТИ

В работах [1–11] рассмотрены некоторые вопросы математического моделирования для решения нестационарных динамических задач при волновых сейсмических воздействиях.

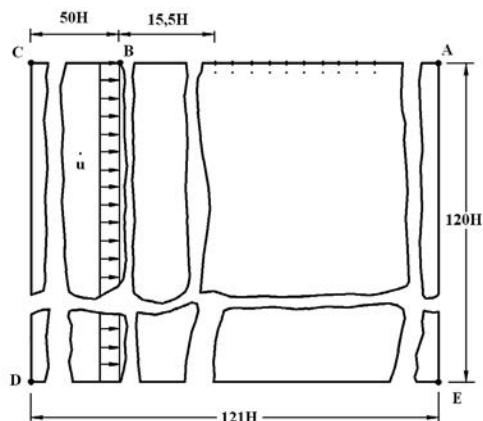


Рис. 3. Постановка задачи о воздействии плоской продольной сейсмической волны параллельной свободной поверхности упругой полуплоскости без полости

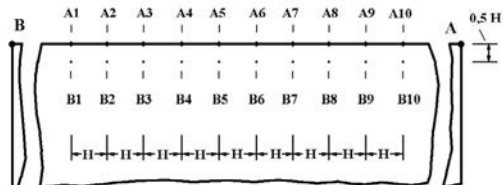


Рис. 4. Точки, в которых приводятся упругие напряжения во времени

Рассмотрим задачу о воздействии плоской продольной сейсмической волны (рис.

5) параллельной свободной поверхности упругой полуплоскости без полости (рис. 3).

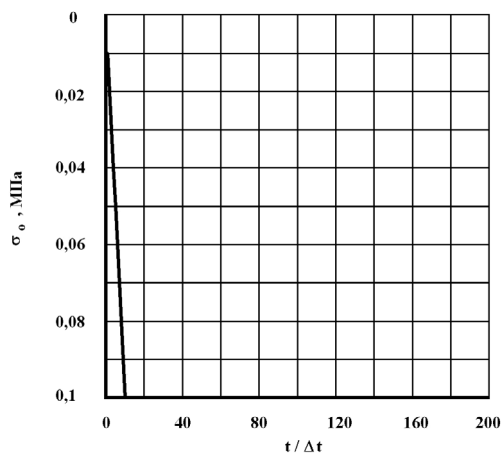


Рис. 5. Воздействие типа функции Хевисайда

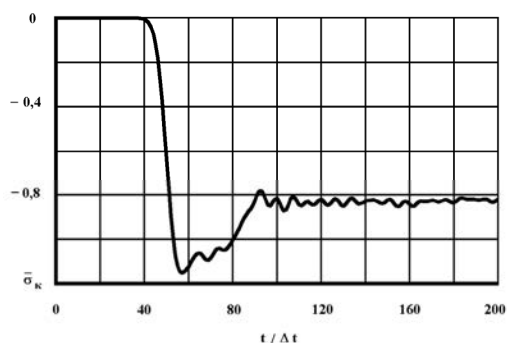


Рис.6. Изменение упругого контурного напряжения σ_k^0 во времени $t/\Delta t$ в точке A8

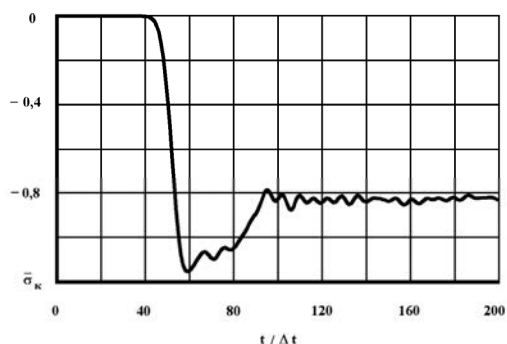


Рис.7. Изменение упругого контурного напряжения σ_k^0 во времени $t/\Delta t$ в точке A9

От точки В параллельно свободной поверхности ABC приложено нормальное напряжение σ_x , которое при $0 \leq n \leq 10$ ($n = t/\Delta t$) изменяется линейно от 0 до P , а при $n \geq 10$ равно P ($P = \sigma_0$, $\sigma_0 = 0,1$ 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 $0 \leq n \leq 200$. Контур ABC свободен от нагрузок, кроме точки В, где приложено сейсмическое воздействие.

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 ($3,15 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2$); $\nu = 0,2$; $\rho = 0,255 \cdot 10^4 \text{ кг/м}^3$ ($0,255 \cdot 10^{-5} \text{ кгс}\cdot\text{с}^2/\text{см}^4$); $C_p = 3587 \text{ м/с}$; $C_s = 2269 \text{ м/с}$.

Исследуемая расчетная область имеет 14762 узловых точек и 14520 конечных элементов. Решается система уравнений из 59048 неизвестных.

Результаты расчетов были получены в следующих точках A1 – A10 и B1 – B10 (рис. 4).

Для примера на рис. 6–8 приводится изменение упругого контурного напряжения σ_k^0 ($\sigma_k^0 = \sigma_k / |\sigma_0|$) во времени n в точках A8–A10, находящихся на свободной поверхности упругой полуплоскости.

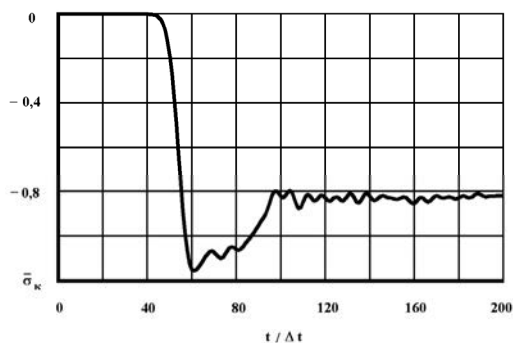


Рис.8. Изменение упругого контурного напряжения σ_k^0 во времени $t/\Delta t$ в точке A10

Упругое контурное напряжение σ_k^0 в исследуемых точках является сжимающим. Упругое контурное напряжение σ_k^0 от точки A1 до точки A10 изменяется от значения $\sigma_k^0 = -1,138$ до значения $\sigma_k^0 = -1,158$ в пределах времени от $n = 43$ до $n = 61$. Увеличение значения контурного напряжения σ_k^0 связано

с наложением упругих плоских продольных и дифракционных волн.

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЛН В ОБЛАСТИ С ПОЛОСТЯМИ

Рассмотрим задачу о воздействии плоской продольной сейсмической волны (рис. 5) параллельной свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к четырем) (рис. 9).

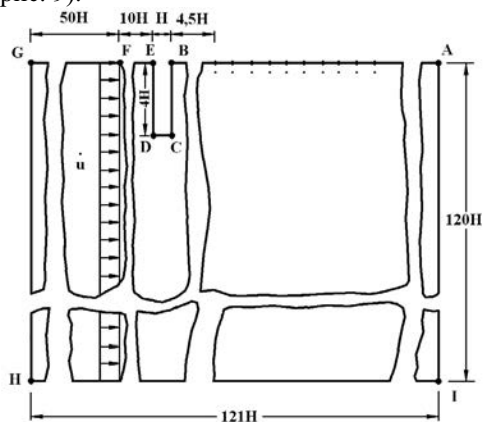


Рис. 9. Постановка задачи о воздействии плоской продольной сейсмической волны параллельной свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к четырем)

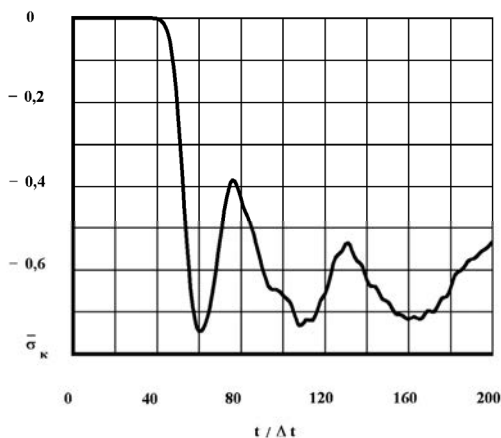


Рис. 10. Изменение упругого контурного напряжения σ_k^0 во времени $t/\Delta t$ в точке A8

От точки F параллельно свободной поверхности ABEFG приложено нормальное

напряжение σ_x , которое при $0 \leq n \leq 10$ ($n = t/\Delta t$) изменяется линейно от 0 до P, а при $n \geq 10$ равно P ($P = \sigma_0$, $\sigma_0 = 0,1$ 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 $0 \leq n \leq 200$. Контур ABCDEFG свободен от нагрузок, кроме точки F.

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 ($3,15 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2$); $\nu = 0,2$; $\rho = 0,255 \cdot 10^4 \text{ кг/м}^3$ ($0,255 \cdot 10^{-5} \text{ кгс-с}^2/\text{см}^4$); $C_p = 3587 \text{ м/с}$; $C_s = 2269 \text{ м/с}$.

Исследуемая расчетная область имеет 14762 узловых точек и 14516 конечных элементов. Решается система уравнений из 59048 неизвестных.

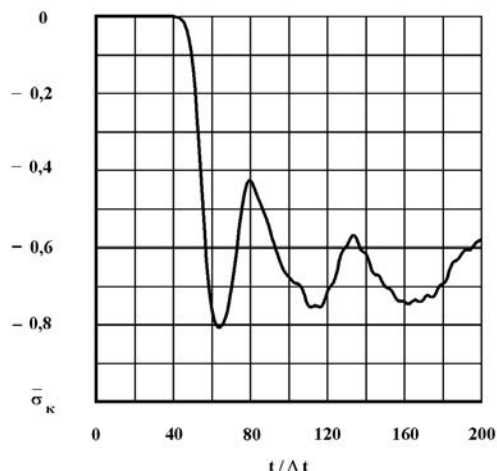


Рис. 11. Изменение упругого контурного напряжения σ_k^0 во времени $t/\Delta t$ в точке A9

Результаты расчетов для контурного напряжения σ_k^0 ($\sigma_k^0 = \sigma_k / |\sigma_0|$) во времени n получены в точках A1 – A10 (рис. 4), находящихся на свободной поверхности упругой полуплоскости. Результаты расчетов для компонентов тензора напряжений получены в точках B1 – B10 (рис. 4).

Для примера приводится изменение контурного напряжения в точках A8 – A9 (рис. 10–11).

Растягивающее упругое контурное напряжение σ_k^0 от точки A1 до точки A10 изменяется от значения $\sigma_k^0 = 0,14$ до значения $\sigma_k^0 = 0,28$. Сжимающее упругое

контурное напряжение σ_k^0 от точки A1 до точки A10 изменяется от значения $\sigma_k^0 = -0,209$ до значения $\sigma_k^0 = -0,858$. Полость, с соотношением ширины к высоте один к четырем, уменьшает величину сжимающего контурного напряжения σ_k^0 в 1,35 раза.

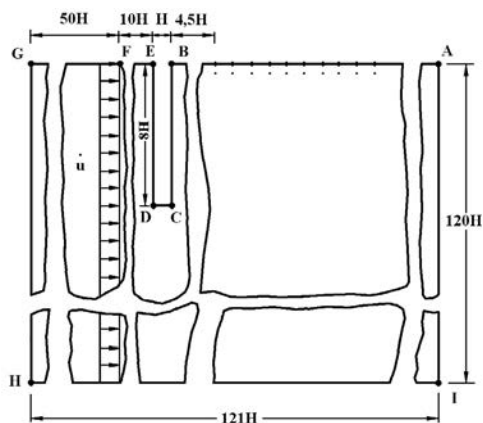


Рис. 12. Постановка задачи о воздействии плоской продольной сейсмической волны параллельной свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к восьми)

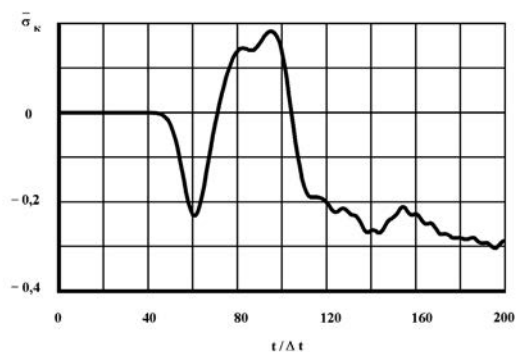


Рис. 13. Изменение упругого контурного напряжения σ_k^0 во времени $t/\Delta t$ в точке A8

Рассмотрим задачу о воздействии плоской продольной сейсмической волны (рис. 5) параллельной свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к восьми) (рис. 12).

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/см²); $\nu = 0,2$; $\rho = 0,255 \cdot 10^4$ кг/м³ ($0,255 \cdot 10^5$ кгс/см⁴); $C_p = 3587$ м/с; $C_s = 2269$ м/с.

$\rho = 0,255 \cdot 10^4$ кг/м³ ($0,255 \cdot 10^5$ кгс/см⁴); $C_p = 3587$ м/с; $C_s = 2269$ м/с.

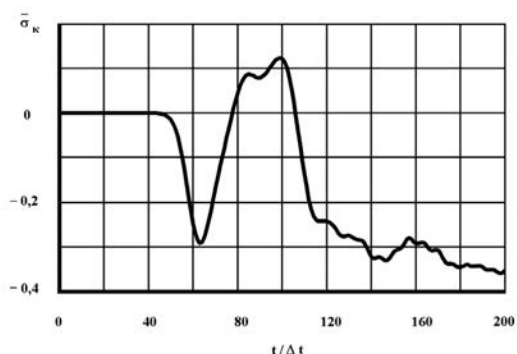


Рис. 14. Изменение упругого контурного напряжения σ_k^0 во времени $t/\Delta t$ в точке A9

Исследуемая расчетная область имеет 14762 узловых точек и 14512 конечных элементов. Решается система уравнений из 59048 неизвестных.

Результаты расчетов для контурного напряжения σ_k^0 ($\sigma_k^0 = \sigma_k / |\sigma_0|$) во времени n получены в точках A1 – A10 (рис. 4), находящихся на свободной поверхности упругой полуплоскости. Результаты расчетов для компонентов тензора напряжений получены в точках B1 – B10 (рис. 4).

Для примера приводится изменение контурного напряжения в точках A8 – A9 (рис. 13–14).

Растягивающее упругое контурное напряжение σ_k^0 от точки A1 до точки A10 изменяется от значения $\sigma_k^0 = 0,072$ до значения $\sigma_k^0 = 0,539$. Сжимающее упругое контурное напряжение σ_k^0 от точки A1 до точки A10 изменяется от значения $\sigma_k^0 = -0,028$ до значения $\sigma_k^0 = -0,408$. Полость, с соотношением ширины к высоте один к восьми, уменьшает величину сжимающего контурного напряжения σ_k^0 в 2,84 раза.

Рассмотрим задачу о воздействии плоской продольной сейсмической волны (рис. 5) параллельной свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к двенадцати) (рис. 15).

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/см²); $\nu = 0,2$; $\rho = 0,255 \cdot 10^4$ кг/м³ ($0,255 \cdot 10^5$ кгс/см⁴); $C_p = 3587$ м/с; $C_s = 2269$ м/с.

Исследуемая расчетная область имеет 14762 узловых точек и 14508 конечных элементов. Решается система уравнений из 59048 неизвестных.

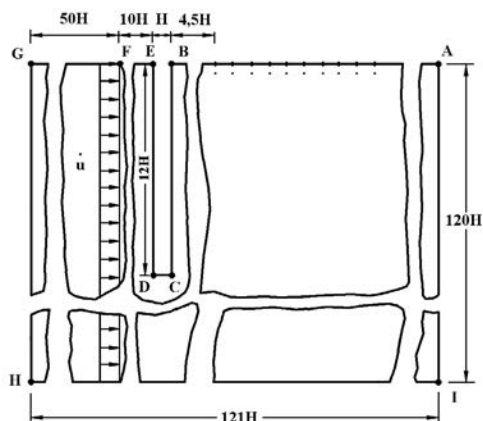


Рис. 15. Постановка задачи о воздействии плоской продольной сейсмической волны параллельной свободной поверхности упругой полуплоскости с полостью (соотношение ширины к высоте один к двенадцати)

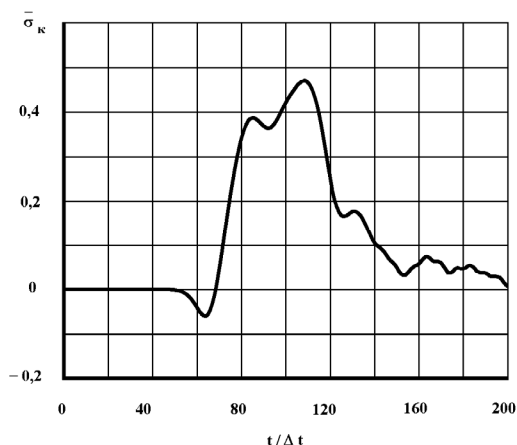


Рис. 16. Изменение упругого контурного напряжения σ_k^0 во времени $t/\Delta t$ в точке A8

Результаты расчетов для контурного напряжения σ_k^0 ($\sigma_k^0 = \sigma_k / |\sigma_0|$) во времени t получены в точках A1 – A10 (рис. 4), находящихся на свободной поверхности упругой полуплоскости. Результаты расчетов для компонентов тензора напряжений получены в точках B1 – B10 (рис. 4).

Для примера приводится изменение контурного напряжения в точках A8 – A9 (рис. 16–17).

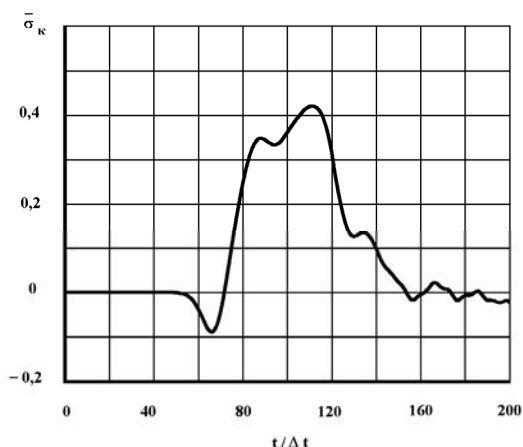


Рис. 17. Изменение упругого контурного напряжения σ_k^0 во времени $t/\Delta t$ в точке A9

Растягивающее упругое контурное напряжение σ_k^0 от точки A1 до точки A10 изменяется от значения $\sigma_k^0 = 0,37$ до значения $\sigma_k^0 = 0,582$. Сжимающее упругое контурное напряжение σ_k^0 от точки A1 до точки A10 изменяется от значения $\sigma_k^0 = -0,019$ до значения $\sigma_k^0 = -0,121$. Полость, с соотношением ширины к высоте один к двенадцати, уменьшает величину сжимающего контурного напряжения σ_k^0 в 9,56 раза.

ВЫВОДЫ

На основании проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Приводятся результаты решения задачи о воздействии плоской продольной сейсмической волны параллельной свободной поверхности упругой полуплоскости без полости на предполагаемое сооружение. Исследуемая расчетная область имеет 14762 узловых точек и 14520 конечных элементов. Решается система уравнений из 59048 неизвестных. Упругое контурное напряжение σ_k^0 в исследуемых точках на свободной поверхности упругой полуплоскости является сжимающим и имеет следующее максимальное значение $\sigma_k^0 = -1,157$. Максимальное значение упругого нормального напряжения по сравнению с максимальным значением упругого контурного напряжения σ_k^0 уменьшается в 1,044 раза.

2. Решена задача о воздействии плоской продольной сейсмической волны на упругую полуплоскость с полостью (соотношение ширины к высоте один к четырем). Исследуемая расчетная область имеет 14762 узловых точек и 14516 конечных элементов. Решается система уравнений из 59048 неизвестных. Рассматриваются некоторые точки на свободной поверхности упругой полуплоскости. Полость, с соотношением ширины к высоте один к четырем, уменьшает величину сжимающего контурного напряжения σ_k^0 в 1,35 раза. Полость, с соотношением ширины к высоте один к четырем, уменьшает величину сжимающего нормального напряжения в 1,55 раза.

3. Решена задача о воздействии плоской продольной сейсмической волны на упругую полуплоскость с полостью (соотношение ширины к высоте один к восьми). Исследуемая расчетная область имеет 14762 узловых точек и 14512 конечных элементов. Решается система уравнений из 59048 неизвестных. Рассматриваются некоторые точки на свободной поверхности упругой полуплоскости. Полость, с соотношением ширины к высоте один к восьми, уменьшает величину сжимающего контурного напряжения σ_k^0 в 2,84 раза. Полость, с соотношением ширины к высоте один к восьми, уменьшает величину сжимающего нормального напряжения в 2,8 раза.

4. Решена задача о воздействии плоской продольной сейсмической волны на упругую полуплоскость с полостью (соотношение ширины к высоте один к двенадцати). Исследуемая расчетная область имеет 14762 узловых точек и 14508 конечных элементов. Решается система уравнений из 59048 неизвестных. Рассматриваются некоторые точки на свободной поверхности упругой полуплоскости. Полость, с соотношением ширины к высоте один к двенадцати, уменьшает величину сжимающего контурного напряжения σ_k^0 в 9,56 раза. Полость, с соотношением ширины к высоте один к двенадцати, уменьшает величину сжимающего нормального напряжения в 10,52 раза.

ЛИТЕРАТУРА

Мусаев В.К. 1990. Решение задачи дифракции и распространения упругих волн методом конечных элементов. *Строительная механика и расчет сооружений*, № 4, с. 74–78.

Мусаев В.К. 1997. Численное решение волновых задач теории упругости и пластичности. *Вестник Российского университета дружбы народов. Серия прикладная математика и информатика*, № 1, с. 87–110.

Мусаев В.К. 2007. Численное моделирование задачи о воздействии плоской продольной сейсмической волны на упругую полуплоскость. *Вестник Российского университета дружбы народов. Серия проблемы комплексной безопасности*, № 1, с. 6–13.

Мусаев В.К. 2007. Численное моделирование плоских продольных сейсмических волн в упругой полуплоскости. *Вестник Российского университета дружбы народов. Серия проблемы комплексной безопасности*, № 1, с. 14–20.

Мусаев В.К. 2007. Численное моделирование упругих сейсмических волн напряжений в сложных деформируемых телах. *Вестник Российского университета дружбы народов. Серия проблемы комплексной безопасности*, № 4, с. 6–22.

Мусаев В.К. 2008. Компьютерное моделирование задачи об отражении плоских продольных волн напряжений в виде функции Хевисайда от свободной поверхности. *Вестник Российского университета дружбы народов. Серия проблемы комплексной безопасности*, № 2, с. 32–41.

Мусаев В.К. 2008. Численное решение задачи об отражении плоских продольных волн напряжений в виде функции Хевисайда от жесткой поверхности. *Вестник Российского университета дружбы народов. Серия проблемы комплексной безопасности*, № 3, с. 42–50.

Мусаев В.К. 2008. Математическое моделирование задачи об интерференции плоских продольных волн напряжений в виде функции Хевисайда. *Вестник Российского университета дружбы народов. Серия проблемы комплексной безопасности*, № 4, с. 58–66.

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.

Мусаев В.К. 2009. О моделировании сейсмической волны параллельной свободной поверхности упругой полуплоскости. *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*, № 4, с. 61–64.

Мусаев В.К. 2009. О достоверности результатов численного метода решения сложных задач волновой теории упругости при ударных, взрывных и сейсмических воздействиях. *Ученые записки Российского государственного социального университета*, № 5, с. 21–33.

Оценка взаимного влияния зданий и сооружений и подземных коммуникаций в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга

В.Н. Парамонов, Н.И. Стекляникова

Петербургский государственный университет путей сообщения, Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: В статье рассмотрены вопросы оценки взаимного влияния проектируемых зданий и сооружений в Санкт-Петербурге и подземных коммуникаций при строительстве зданий в охранной зоне коммуникаций. Показаны примеры расчета влияния строительства на коммуникации и оценки влияния коммуникаций на здания.

1. ВВЕДЕНИЕ

Строительство зданий в условиях плотной городской застройки Санкт-Петербурга осложнено наличием существующих зданий и инженерных коммуникаций. При проектировании здания необходимо как обеспечить допустимую осадку проектируемого здания, так и исключить недопустимые деформации зданий и инженерных сооружений, находящихся в зоне влияния нового строительства. Уровень допустимых дополнительных осадок примыкающих зданий в Санкт-Петербурге определяется требованиями Территориальных строительных норм (ТСН 50-302-2004) в зависимости от категории их технического состояния. В результате, как правило, вариант фундаментов и технология их устройства определяются исключением развития недопустимых деформаций существующих сооружений.

Подземная часть города насыщена коммуникациями (инженерные сети, тоннели метрополитена) и при возведении зданий требуется оценить дополнительные воздействия на эти коммуникации. Если для зданий существуют нормы, определяющие уровень допустимых воздействий, то для подземных коммуникаций требования по ограничению дополнительных воздействий отсутствуют. Единственный документ, который регламентирует условия строительства зданий в зоне прокладки коммуникаций, это СНиП

2.07.01-89*, определяющий расстояние от фундаментов до коммуникаций (охранную зону коммуникаций). Условия строительства зданий рядом с коммуникациями отражены также в Стандарте организации СТО 36554501-008-2007.

Тем не менее, современные условия строительства в плотной городской застройке часто не позволяют обеспечить требуемые расстояния. В таких случаях должны быть изучены следующие проблемы:

- оценка влияния осадок основания от веса проектируемого здания или сооружения на дополнительные осадки подземных коммуникаций и дополнительные усилия, развивающиеся в конструкциях коммуникаций;
- выбор технологии устройства фундаментов, безопасной для нормальной эксплуатации подземных коммуникаций;
- оценка влияния возможных утечек, аварий подземных коммуникаций на дополнительные деформации проектируемых зданий и сооружений.

2. ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ОСАДОК ОСНОВАНИЯ НА ПОДЗЕМНЫЕ КОММУНИКАЦИИ

Инженерные (упрощенные) методы расчета оснований широко апробированы и во многих случаях позволяют удовлетворительно прогнозировать деформации оснований и усилия в конструкциях. Однако,

расчет оснований в условиях сложной геотехнической ситуации, когда возникает необходимость выполнить оценку влияния нового строительства на существующие инженерные сооружения в условиях плотной застройки, требует изучения полных полей напряжений и деформаций в основании и конструкциях, более адекватного в рассматриваемой ситуации отражения реакции грунтов на физические воздействия, приближения геометрии системы и схемы взаимодействия элементов системы к реальным условиям. В этом случае расчетное моделирование ситуаций может быть выполнено только численным методом, и в частности, методом конечных элементов. Наша практика геотехнических расчетов в условиях Санкт-Петербурга показывает, что такое моделирование позволяет во многих случаях выявить и оценить ряд факторов, не очевидных и не отражаемых инженерными методами расчета.

Ниже в качестве примеров на рисунках 1-4 приведены расчетные схемы для типичных ситуаций оценки влияния осадок основания от проектируемых сооружений на подземные коммуникации.

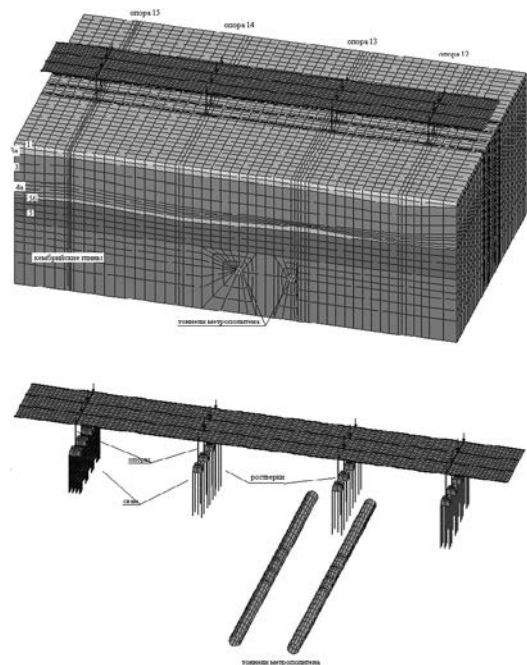


Рисунок 1. Расчетная схема задачи к оценке влияния строительства эстакады над тоннелями метрополитена.

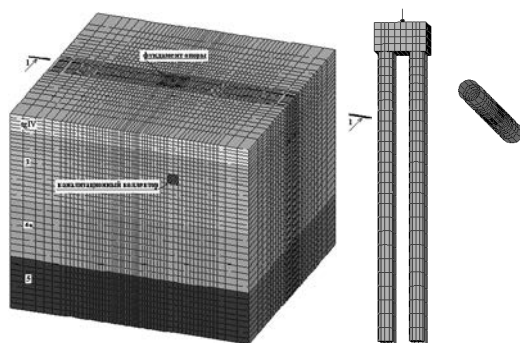


Рисунок 2. Расчетная схема задачи к оценке влияния возведения опоры мостового перехода рядом с коллектором.

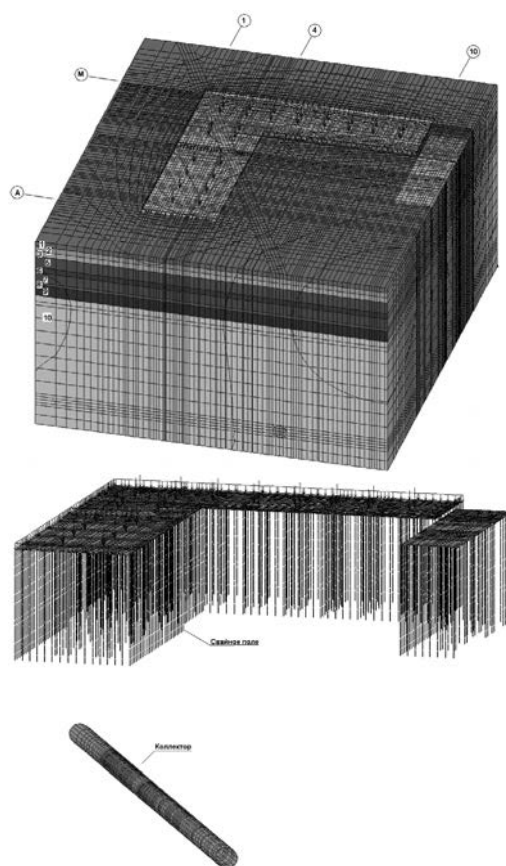


Рисунок 3. Расчетная схема задачи о возведении здания над коллектором.

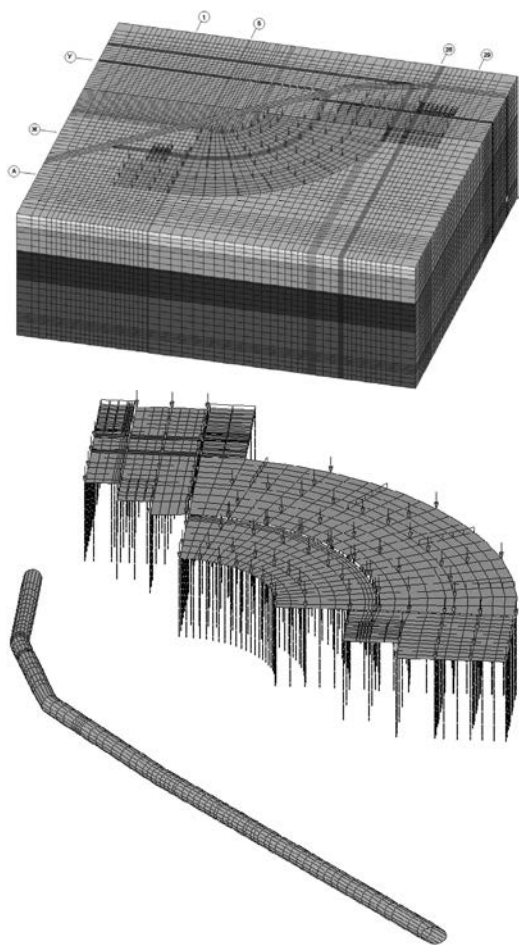


Рисунок 4. Расчетная схема задачи о возведении здания в охранной зоне коллектора.

При решении геотехнических задач, связанных с нагружением полупространства, одной из основных проблем конечноэлементных расчетов является назначение глубины сжимаемой толщи. Единственным нормативным требованием для назначения глубины сжимаемой толщи является требование СНиП 2.02.01-83*, согласно которому глубина сжимаемой толщи соответствует отметке, на которой дополнительное давление от нагрузок от сооружения не превышает 20% от природного давления. Ориентируясь на это требование нормативных документов, в конечноэлементных расчетах рекомендуется предварительно выполнить расчет с заранее завышенной мощностью сжимаемой толщи, определить глубину сжимаемой толщи по наибольшим значениям дополнительных напряжений под пятном застройки (рис. 5), исходя из требования

СНиП, и в дальнейших расчетах ограничить расчетную схему снизу этой глубиной.

Заметим, что в таких расчетах глубина сжимаемой толщи окажется больше, чем под отдельным фундаментом, поскольку расчет учтет взаимное влияние всех фундаментов.

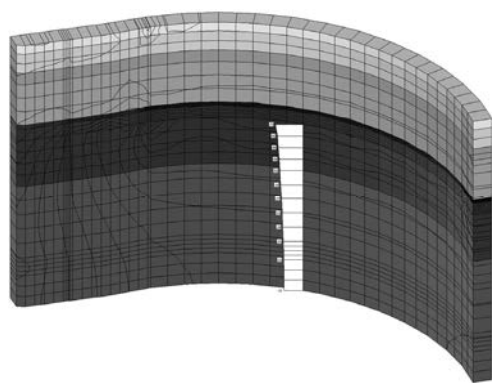


Рисунок 5. Эпюра дополнительных вертикальных напряжений от веса сооружения в основании свайного фундамента (кПа).

В случае, если подземные сооружения находятся ниже глубины сжимаемой толщи, можно считать, что возведение здания не вызовет деформаций коллектора. Если же подземное сооружение оказывается в пределах сжимаемой толщи, необходимо выполнить оценку неравномерности деформаций сооружения (рис. 6), оценить возможность раскрытия швов между отдельными элементами сооружения.

Независимо от глубины и мощности сжимаемой толщи необходимо выполнить оценку дополнительных усилий, возникающих в конструкциях подземного сооружения (рис. 7, 8), и произвести проверку по первой группе предельных состояний.

Необходимо отметить еще одну проблему, которая должна быть отражена при назначении расчетных параметров модели грунта и конструкций обделки канализационных коллекторов – учесть состояние коллектора. Например, герметичность стыков тубингов коллекторов, устроенных в 60-х-70-х годах XX века, часто оказывается недостаточной, поэтому вследствие постоянного просачивания воды в окружающий массив грунта прочностные и деформационные характеристики последнего могут быть более низкими, чем у окружающего грунта. В связи с этим до проведения работ по ведению работ нулевого цикла рекомендуется выполнять техническое обследование

состояния коллектора. Из опыта расчетов отметим, проблема назначения характеристик грунта вокруг коллектора актуальна, если коллектор находится ниже подошвы фундаментов или нижнего конца свай. В этом случае расчетные осадки как самого

сооружения, так и коллектора, оказываются больше, чем на природном основании. Если коллектор находится выше подошвы фундаментов или выше острия свай, то проблема назначения характеристик грунта вокруг коллектора неактуальна.

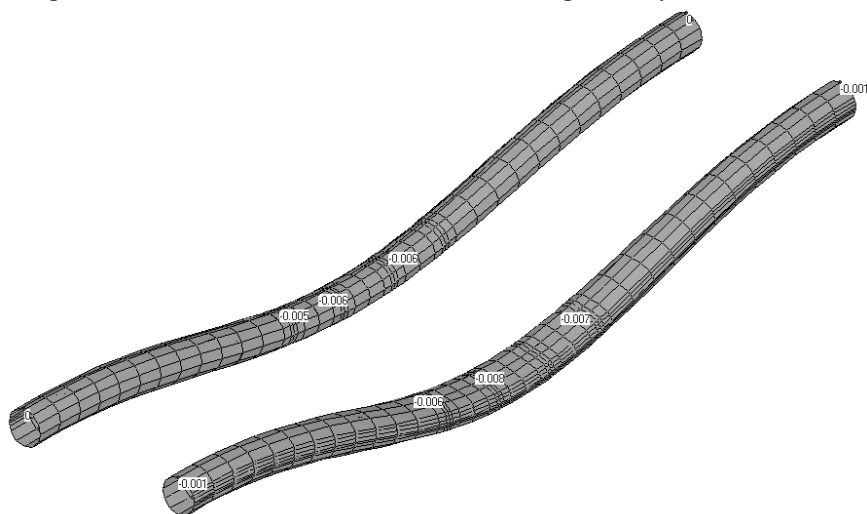


Рисунок 6. Деформации тоннелей метрополитена (масштаб деформаций увеличен в 2000 раз)

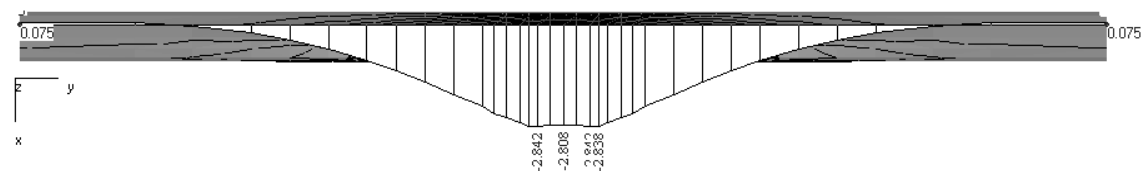


Рисунок 7. Изолинии и эпюра дополнительных изгибающих моментов M_y в обделке коллектора

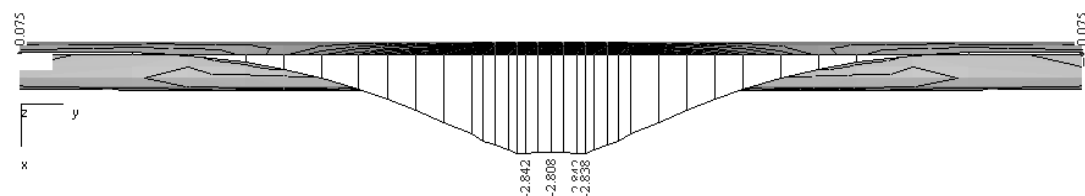


Рисунок 8. Изолинии и эпюра дополнительных изгибающих моментов M_x в обделке коллектора

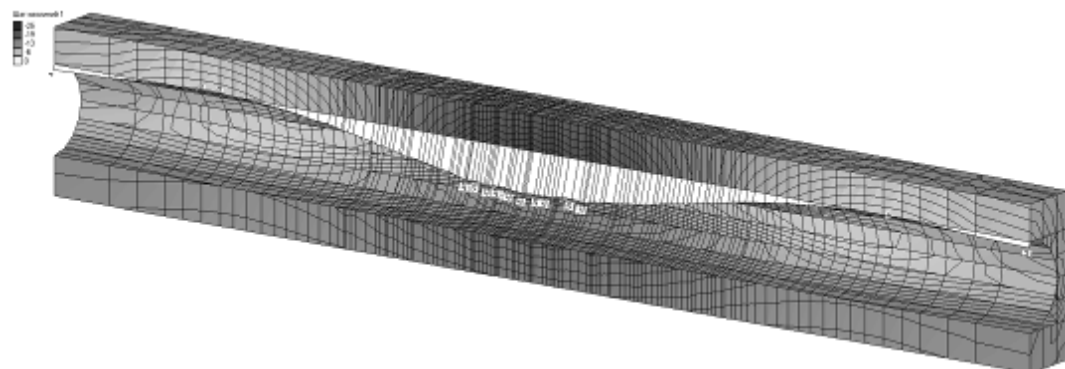


Рисунок 9. Изолинии и эпюра дополнительных нормальных напряжений на обделку коллектора

3. ВЫБОР ТЕХНОЛОГИИ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ

В инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга расчетные осадки зданий и сооружений на фундаментах мелкого заложения могут составлять десятки сантиметров, в связи с чем в последние десятилетия под новое строительство проектируются преимущественно свайные фундаменты, прорезающие толщу слабых грунтов и передающие нагрузку на нижние, относительно малосжимаемые слои основания.

Использование забивных свай вблизи существующих сооружений регламентируется ТСН 50-302-2004 и ВСН 490-87. В соответствии с п. 3.1 ВСН оценку влияния динамических воздействий на подземные коммуникации можно не производить, если при забивке свай молотами расстояние до коммуникаций составляет не менее 10 м. В противном случае необходимо выполнить расчет параметров колебаний обделки коллекторов и, при необходимости, перейти на щадящие методы погружения свай – свай вдавливания или буровых свай.

Например, возведение опор мостов, эстакад, путепроводов в Санкт-Петербурге в большинстве случаев выполняется на буронабивных сваях большого диаметра под защитой обсадной трубы. Однако, ни одна технология изготовления свай *a-priori* не является абсолютно безопасной для окружающего массива грунта.

Следует рассмотреть все факторы риска, которые могут возникнуть в процессе устройства свай. Эти факторы обнаруживались в процессе наблюдений, проводившихся на различных объектах строительства.

1. Бурение скважины под защитой обсадной трубы приводит к снижению давления на забой скважины. За счет разницы между природным давлением и давлением на забой скважины происходит подъем грунта в скважине. При некотором критическом снижении давления возможен потеря устойчивости забоя скважины и наплыв в грунт в скважину. Известны случаи, когда при устройстве свай длиной 40 м подъем грунта в скважине достигал 30 м. Часто при бурении скважин под сваи для облегчения погружения последующих секций обсадной трубы буровой мастер выполняет бурение с опережением, с разбуриванием грунта ниже обсадной трубы, что приводит к дополни-

тельному движению грунта в сторону забоя скважины. В результате объем разрабатываемого в скважине грунта оказывается больше теоретического объема скважины. Поскольку приток грунта происходит с окружающего свою массива грунта, потери объемов окружающего грунта, естественно, приводят к осадкам дневной поверхности и сооружений, находящихся на примыкающей к свае территории. По наблюдениям, радиус влияния устройства свай на деформации окружающей территории примерно соответствует длине свай. При устройстве одной сваи диаметром 1 м на расстоянии 5 м фиксировались горизонтальные смещения грунта до 2 см.

Нашими расчетами, выполнявшимися для различных объектов строительства в центральной части Санкт-Петербурга, было установлено, что для обеспечения устойчивости забоя скважины необходимо не только исключить операцию опережающей разработки грунта в скважине, но и оставлять целик при бурении (не добуривать до обреза обсадных труб). Ориентировочная высота целика составляет порядка 5 м в слоях озерно-ледниковых и озерно-морских отложений и порядка 1-2 м в моренных отложениях. Слои песков водонасыщенных должны обсаживаться на всю высоту слоя. В рассматриваемом случае слабые глинистые отложения залегают выше отметки заложения коллектора, при бурении скважины в слоях выше венда рекомендуется оставлять целик высотой не менее 1 м. Целесообразно рассмотреть возможность заполнения обсадной трубы водой при бурении скважин.

2. При извлечении разрабатываемого в скважине грунта желонкой или шнеком, имеющим диаметр, примерно соответствующий внутреннему диаметру обсадных труб, возникает вакуумный эффект, приводящий к дополнительному притоку окружающего грунта в скважину.

3. Процесс движения грунта в скважину через забой является функцией времени. Объем окружающего грунта, перемещающегося в скважину через забой, очевидно, зависит от скорости производства работ, времени существования открытой скважины, времени разработки твердых препятствий (валунов в моренных отложениях).

Дополнительное движение грунта в скважину возможно в случае технологического перерыва между окончанием бурения

скважины и началом бетонирования скважины. Наиболее существенное значение имеет вынужденный перерыв, связанный с опозданием поставок бетона на стройплощадку при интенсивном дорожном движении в центральной части города. В силу этого требуется минимизация технологического разрыва, четкая организация поставок бетона на площадку.

4. При встрече на глубине препятствий в виде валунов существенное время уходит на прохождение таких глубин. Разработка валуна занимает время, что также увеличивает риск дополнительного притока грунта в скважину. Разработка грунта может приводить к увеличению динамических воздействий на основание. При размерах валунов, превышающих диаметр скважины, может оказаться невозможным разрушение либо раздвижка валуна и, соответственно, дальнейшая проходка скважины.

5. Обсадная труба во время технологического перерыва между бурением скважины и бетонированием ствола сваи «засасывается» грунтом. В результате при бетонировании ствола сваи для начала извлечения обсадной трубы требуется дополнительное усилие. Если мощность буровой установки не хватает, то оператор применяет прием «поддерживания» обсадной трубы. По наблюдениям, ускорение колебаний грунта в этом случае может достигать величин, соответствующим ускорениям при забивке свай.

В таких случаях для снижения влияния на коллектор при изготовлении свай должен быть отражен порядок устройства свай – в направлении от коллектора. Безопасность устройства свай в примыкании к существующим коммуникациям может гарантироваться только соблюдением технологического регламента и непрерывным мониторингом за состоянием окружающего массива грунта, в том числе динамическим мониторингом.

4. ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ВОЗМОЖНЫХ УТЕЧЕК, АВАРИЙ ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ НА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ПРОЕКТИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Влияние коллектора на сооружения может быть связано с суффозией, прямым выносом, ухудшением свойств грунта в основании фундаментов, что приведет к развитию дополнительных осадок сооружений. Степень влияния аварии коллектора на деформации сооружений будет зависеть от характера аварии, времени ее ликвидации, вида грунта в основании фундаментов.

Проблема влияния аварий коллектора на деформации существующих сооружений является наименее изученной, в связи с чем может быть предложен наиболее невыгодный вариант моделирования аварийной ситуации, когда обделка коллектора разрушена и авария коллектора сопровождается полным заполнением грунтом полости, занимаемой коллектором (без дальнейшего выноса грунта по коллектору, который маловероятен в случае “схлопывания” полости коллектора). В этом случае расчетом будет получен размер воронки оседания поверхности и дополнительные осадки проектируемых здания.

В качестве примера на рис. 10 показана эпюра оседания дневной поверхности при заполнении полости коллектора грунтом. Как показывает расчет, оседание дневной поверхности распространяется на значительное расстояние. Максимальная осадка поверхности грунта развивается, как правило, непосредственно над коллектором и в приведенном случае по расчету составляет 1 см.

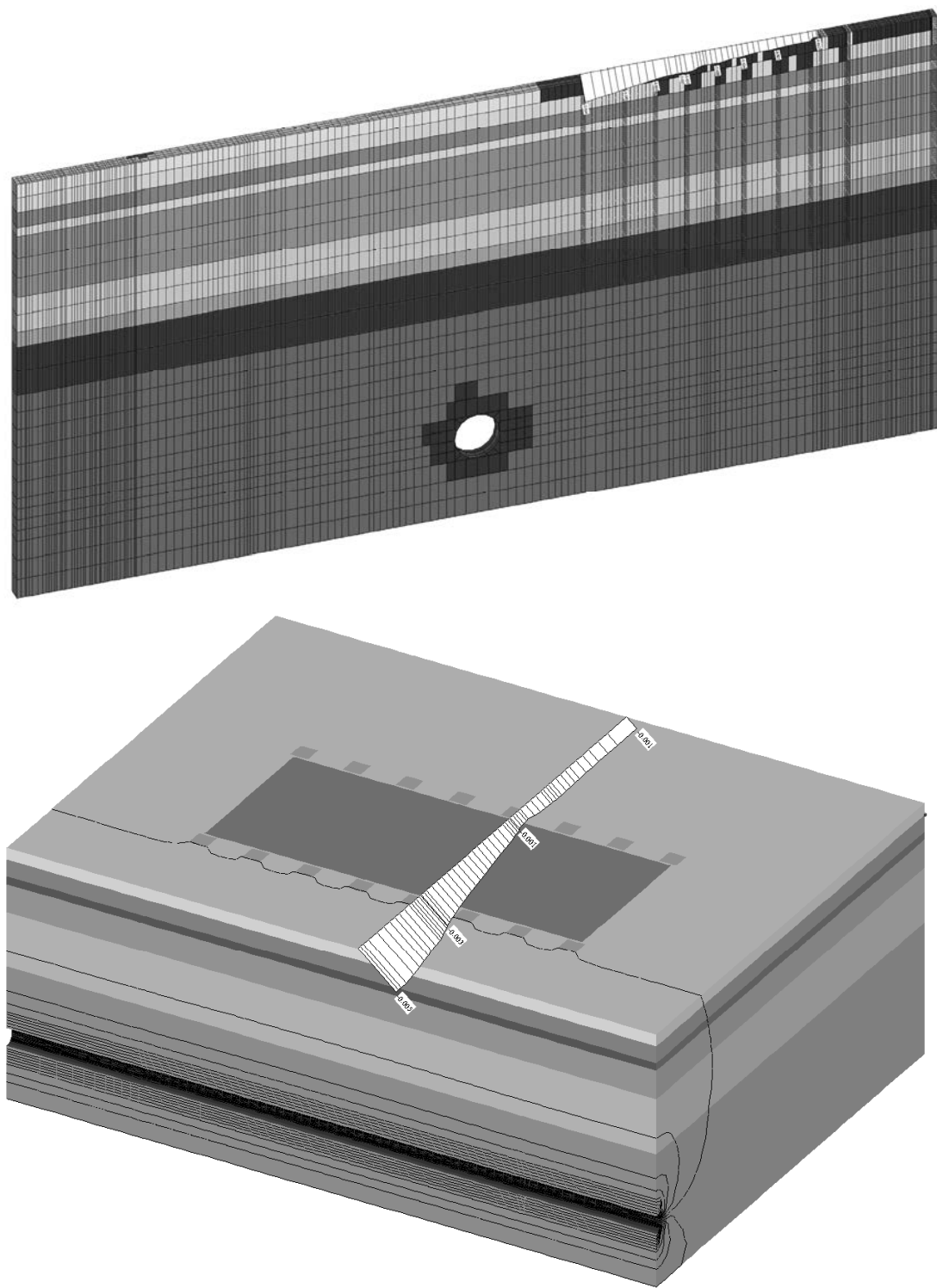


Рисунок 10. Изолинии и эпюра дополнительных осадок основания здания на сваях при аварии коллектора

Как правило, ни один вариант фундаментов не исключает развития дополнительных осадок здания при аварии коллектора. В этом случае возможно только сравнение дополнительных осадок с допускаемыми по ТСН 50-302-2004 для данного типа зданий и сооружений. Для полного же исключения влияния аварии коллектора на здание требовалось бы устройство свай с заложением острия ниже коллектора.

В таких случаях более целесообразным представляется совместный расчет основания с наземными конструкциями, который позволит оценить дополнительные усилия, развивающиеся в конструкциях здания и, при необходимости, предусмотреть предварительные мероприятия по усилению конструкций, обеспечивающие дальнейшую безопасную эксплуатацию здания.

5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Как мы видим, проблема оценки влияния строительства зданий на существующие подземные коммуникации и сооружения является неординарной задачей, требующей решения комплекса проблем – расчетной оценки взаимного влияния здания и подземного сооружения, экспериментальных наблюдений и обследований. В настоящее время отсутствует надежная теоретическая база и экспериментальные данные по такому взаимному влиянию, в связи с чем расчетная схема для моделирования взаимного влияния здания и подземного сооружения должна рассматривать наиболее невыгодные условия решения. Безопасность же строительства сооружений в зоне влияния подземных сооружений может быть гарантирована применением постоянного контроля параметров колебаний сейсмоизмерительными приборами и анализом распределения деформационных зон в грунте при строительстве здания.

6. ЛИТЕРАТУРА

- ТСН 50-302-2004. Территориальные строительные нормы. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге.
СНиП 2.07.01-89*. Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений.
СТО 36554501-008-2007. Стандарт организации. Обеспечение сохранности подземных водонесущих коммуникаций при строительстве (ре-

конструкции) подземных и заглубленных объектов.

СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений.

ВСН 490-87. Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки.

Воздействие новых подземных сооружений на существующие здания и сети

Исследование влияния оттаивания грунтов, замороженных при строительстве тоннелей, на деформации сооружений

А.Г. Алексеев, Г.И. Бондаренко, В.Е. Конаш
НИИОСП им. Н.М. Герсегова, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: В работе рассматриваются вопросы оценки влияния оттаивания грунтов, замороженных при проходке тоннеля в слабых обводненных грунтах, на деформации оснований сооружений. Приводятся впервые выполненные НИИОСПом экспериментальные исследования деформационных свойств и определения расчетных параметров оттаивающих грунтов, искусственно замороженных при строительстве тоннелей, а также результаты расчетов осадок и негативного трения по боковой поверхности свай.

ВВЕДЕНИЕ

Искусственное замораживание грунтов широко применяется при строительстве подземных сооружений, в т.ч. тоннелей в слабых обводненных грунтах. Вопросы искусственного замораживания грунтов хорошо изучены и отражены в работах Бахолдина Б.В., Хакимова Х.Р., Трупака Н.Г. и нормативных документах СНиП 2.02.01-83, СНиП 3.02.01-87.

По окончании строительства происходит оттаивание замороженных вокруг тоннеля грунтов, однако, исследование оттаивания искусственно замороженных грунтов не проводилось. В то же время известно, что при оттаивании льдистых грунтов возникают значительные деформации – просадки. Исследованиями Цытовича Н.А., Жукова В.Ф., Вялова С.С., Киселева М.Ф., Зарецкого Ю.К., Пономарева В.Д., Федосеева Ю.Г., Сорокина В.А. установлено, что при оттаивании мерзлого грунта происходит его осадка, имеющая значительные величины. НИИОСПом на договорной основе проводились исследования влияния оттаивания замороженных вокруг тоннелей грунтов на деформации сооружений. Исследования выполнялись для строящихся методом искусственного замораживания эскалаторных тоннелей: выхода станции метро «Сретенский бульвар» и второго выхода станции метро «Маяковская», расположенных в г. Москве.

На выходе эскалаторных тоннелей на поверхность предусматривалось устройство вестибюлей, поэтому необходимо было оценить осадки основания при оттаивании искусственно замороженного грунта. Так как над вестибюлем второго выхода станции метро «Маяковская» предполагалось уст-

ройство многоэтажного здания, то особенно остро встал вопрос об оценке влияния оттаивания грунтов на несущую способность буронабивных свай используемых в качестве фундаментов.

УСЛОВИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ЭСКАЛАТОРНЫХ ТОННЕЛЕЙ

Строительство эскалаторных тоннелей осуществлялось в слабых обводненных грунтах, поэтому при строительстве применялось замораживание грунтов хладоносителем, циркулирующим в рассолопроводах и замораживающих колонках. Расчетный срок активного замораживания грунтов – 43 суток, с учетом 5 суток на охлаждение до температуры (-20°C). Расчетный срок пассивного замораживания (поддержания параметров ледогрунтового цилиндра – 170 суток, с учетом скорости проходки эскалаторного тоннеля, равной 10 м в месяц (при работе в непрерывном режиме).

Эскалаторные тоннели, расположенные под углом 30° к горизонту, ведут к вестибюлю станции метро «Сретенский бульвар» диаметром 9,5 м и метро «Маяковская» диаметром 8,5 м.

Эскалаторный тоннель станции метро «Сретенский бульвар»

При проходке эскалаторного тоннеля станции метро «Сретенский бульвар» в зону замораживания попали: четвертичные отложения, представленные обводненными песками (средней крупности и мелкими), суглинком мягкопластичным и супесью текучей, а также юрские отложения, представленные суглинком тугопластичным, глиной полутвердой и глиной полутвердой с

галькой и щебнем. На выходе тоннеля на поверхность запроектировано строительство подземного вестибюля. Основанием фундаментов вестибюля служит супесь текучая.

Эскалаторный тоннель второго выхода станции метро «Маяковская»

Эскалаторный тоннель, строящийся в 2004-2005 гг., является вторым выходом существующей станции метро «Маяковская». На выходе тоннеля на поверхность предполагалось строительство подземного вестибюля (рис.1) надстраиваемого многоэтажным зданием, в качестве фундаментов использованы буронабивные сваи-стойки диаметром 800 мм и длиной 27 м.

Сваи погружались со дна котлована с опиранием на известняки и твердые известковые глины. При этом часть свай прорезала толщу замороженных грунтов. Ограждение котлована выполнено из буроотрабатываемых свай.



Рис.1. Общий вид строящегося тоннеля и подземного вестибюля станции метро «Маяковская»

При проходке тоннеля в зону замораживания попали: четвертичные отложения, представленные песками от крупных до гравелистых, и юрские отложения, представленные тугопластичным суглинком, супесью текучей и глиной полутвердой (рис.2). Водовмещающими породами являются пески.

При искусственном замораживании грунтов, вокруг тоннеля образовалась зона мерзлого грунта мощностью до 5 м. В процессе дальнейшего строительства и эксплуатации тоннеля, происходило оттаивание замороженных грунтов.

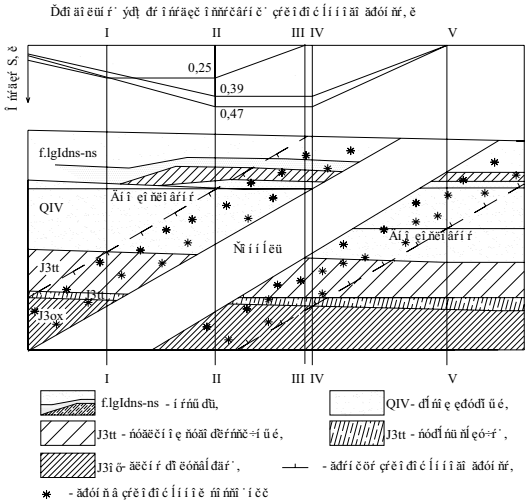


Рис.2. Продольный разрез тоннеля станции метро «Маяковская» с эпюрой осадок оттаивания грунта

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИОННЫХ СВОЙСТВ ОТТАИВАЮЩИХ ГРУНТОВ С ОПРЕДЕЛЕНИЕМ РАСЧЁТНЫХ ПАРАМЕТРОВ

Лабораторные исследования оттаивания, замороженных вокруг тоннеля станции метро «Сретенский бульвар» грунтов, не проводились, так как НИИОСП был привлечен к работе после проходки тоннеля. Для определения осадки при оттаивании грунтов проведены только аналитические расчеты на основании представленных институтом Метрогипротранс материалов инженерно-геологических изысканий.

Далее приводятся подробные результаты исследования оттаивания грунтов, замороженных вокруг наклонного тоннеля второго выхода станции метро «Маяковская».

Для выполнения лабораторных исследований в местах проходки тоннеля отобраны образцы грунта в мерзлом состоянии (песок крупный в форме небольших кусков неправильной формы и суглинок тугопластичный в виде монолитов) на глубине 16-19 м от поверхности земли. Образцы супеси и глины отобрать не удалось. Физические характеристики грунтов, отобранных на площадке строительства приведены в таблице 1.

Таблица 1. Физические характеристики замороженных грунтов

Грунт	W	W_p	W_l	I_p	I_l	e	ρ	ρ_s
	д.ед						г/см ³	
Песок	0,24	-				0,77	1,86	2,66
Суглинок	0,24	0,19	0,29	0,10	0,42	0,72	1,95	2,71

Лабораторные испытания по определению коэффициентов оттаивания и сжимаемости проводились на образцах замороженного суглинка ненарушенного сложения с естественной влажностью и плотностью, в соответствии с ГОСТ 12248-96. По результатам компрессионных испытаний мерзлого грунта при оттаивании определялись коэффициенты оттаивания - A и сжимаемости - δ (табл. 2).

Таблица 2. Результаты лабораторных исследований сжимаемости оттаивающего суглинка

№ опыта	Влажность до начала опыта, д.е.	Влажность после опыта, д.е.	Деформационные характеристики	
			Коэффициент оттаивания, A	Коэффициент сжимаемости, δ , МПа ⁻¹
1	0,23	0,16	0,019	0,041
2	0,24	0,16	0,021	0,037
3	0,24	0,16	0,019	0,028
4	0,24	0,16	0,013	0,038

Так как экспериментально полученные значения коэффициентов оттаивания и сжимаемости искусственно замороженного вокруг тоннеля грунта (суглинка тугопластичного) сопоставимы с результатами испытаний оттаивания образцов многолет-

немерзлого суглинка, выполненных Цытовичем Н.А., Жуковым В.Ф., Пономаревым В.Д. и др., коэффициенты оттаивания и сжимаемости, а также осадки искусственно замороженного грунта при оттаивании могут определяться по методикам, разработанным для многолетнемерзлых грунтов.

РАСЧЕТ ОСАДКИ ОТТАИВАНИЯ ГРУНТА, ЗАМОРОЖЕННОГО ПРИ СООРУЖЕНИИ ЭСКАЛАТОРНЫХ ТОННЕЛЕЙ

Расчет осадки при оттаивании, замороженного вокруг тоннеля, суглинка проводили по аналогии с многолетнемерзлыми грунтами с использованием коэффициентов оттаивания и сжимаемости, полученных в лабораторных условиях (табл. 2), в соответствии с п. 4.29. СНиП 2.02.04-88 по следующей формуле:

$$S_{th} = \sum_{i=1}^n (A_{th,i} + \delta_i \sigma_{zg,i}) h_i, \quad (1)$$

где n – число выделенных при расчёте слоёв грунта;

$A_{th,i}$ и δ_i – коэффициент оттаивания, доли единицы и коэффициент сжимаемости, кПа (см²/кгс) i -го слоя оттаивающего грунта, принимаемые по экспериментальным данным;

$\sigma_{zg,i}$ – вертикальное напряжение от собственного веса грунта в середине i -го слоя грунта, кПа (кгс/см²), определяли расчётом для глубины z_i , от уровня планировочных отметок;

h_i – толщина i -го слоя оттаивающего грунта, м (см).

Осадку оттаивания грунтов, замороженных при строительстве тоннелей метро «Сретенский бульвар» (песок, суглинок и супесь) и «Маяковская» (песок обводненный и супесь), которые не удалось отобрать из замороженного массива, оценивали ориентировочно по данным полевых инженерно-геологических изысканий. При этом использовалось установленное Пчелинцевым А.М.,

Орловым В.О., Фурсовым В.В. и др. положение, что осадка при оттаивании, как правило, соответствует деформации морозного пучения.

Деформацию пучения определяли по эмпирической формуле Пчелинцева А.М.:

$$\varepsilon_f = 0.09 \frac{\rho_d}{\rho_w} Wh, \quad (2)$$

где ρ_d – плотность сухого грунта, г/см³;

ρ_w – плотность воды – 1,0 г/см³;

W – влажность грунта;

h – мощность слоя (зависит от выбранного сечения), м.

Для оценки оттаивания замороженных грунтов вокруг эскалаторного тоннеля станции метро «Сретенский бульвар» проведены аналитические расчеты и получены значения осадки оттаивания грунтов, разработаны мероприятия по снижению влияния оттаивания на существующие и строящиеся сооружения (подземный переход и вестибюль станции метро).

По результатам расчетов проведенных для тоннеля станции метро «Маяковская» построили эпюры величины осадки при оттаивании замороженного грунта для различных сечений в продольном (вдоль оси тоннеля) см. рис. 2. и поперечном направлении см. рис. 3.

В продольном направлении максимальная осадка грунта, находится между сечениями II-II - IV-IV, в которых образовалась наибольшая зона замороженных слабых грунтов (рис.2). Между сечениями I-I - II-II и IV-IV - V-V массив замороженного вокруг тоннеля грунта уменьшается, что сказывается на значениях осадок оттаивания, которые также снижаются.

Поперечная эпюра осадки оттаивания имеет седлообразный характер (рис. 3). Максимальная осадка получена в сечении, расположенном в месте касания стенками тоннеля массива замороженного грунта (сечение 1-1), т.е. в сечении, где наибольшая высота зоны замороженных грунтов. Осадка грунта над тоннелем (сечение 0-0) почти в два раза меньше осадки грунта у стен тоннеля.

По мере удаления от тоннеля к границе между замороженным и талым грунтами (сечение 2-2) величина осадки оттаивающего грунта уменьшается.

Фактические осадки грунта вокруг тоннелей могут оказаться ниже расчетных значений, так как в процессе длительного оттаивания массива грунта возможно плавное перераспределение объемов освобождающейся при оттаивании воды и образования устойчивой структурной прочности оттаивающих грунтов.

Проведение расчета осадки замороженного вокруг тоннеля грунта при оттаивании позволило выявить наиболее опасные зоны и принять меры, направленные на снижение влияния оттаивающего грунта, на сооружение и выбрать оптимальный тип фундаментов вестибюля надстраиваемого многоэтажным зданием.

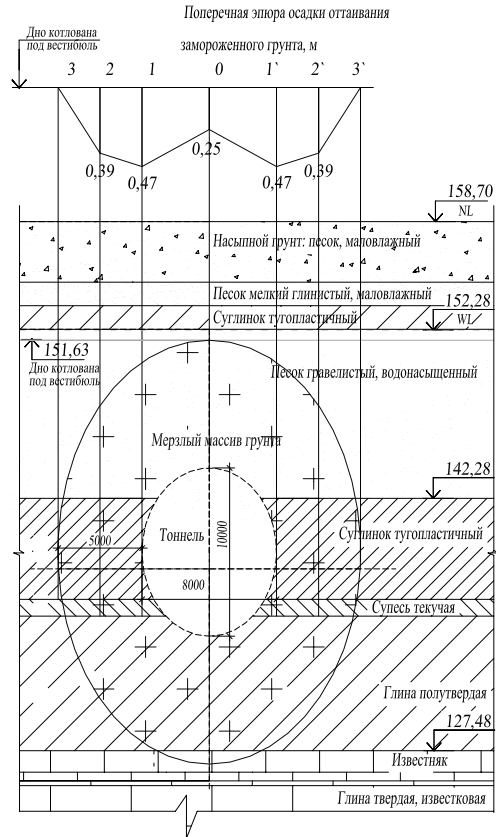


Рис.3. Поперечный разрез тоннеля станции метро «Маяковская» с эпюрой осадок оттаивания грунта

Для оценки деформации поверхности

земли и грунтового массива вокруг строящегося тоннеля станции метро «Маяковская» проведено моделирование напряженно-деформируемого состояния грунтового массива в процессе строительства с использованием специально разработанных плоских и пространственных моделей (Гарбер В.А. и др.). При проведении расчетов вычислялось начальное напряженное состояние массива с учетом уровня грунтовых вод, моделировалось влияние заморозки грунта по контуру тоннеля, разработка грунта в тоннеле, осушение тоннеля, установка крепи и заполнение строительного зазора. Расчеты выполнялись по двум вариантам: оптимистическому, при котором предполагалось, что работы велись качественно без нарушения технологии производства работ и пессимистическому, учитывающему существенные нарушения технологии строительства. В оптимистическом варианте прогноза максимальные вертикальные смещения земной поверхности (осадки) на оси тоннеля составляют примерно 0,05 м, в пессимистическом прогнозе эти значения достигали 0,093 м. К сожалению, в расчетах не учитывалось оттаивание замороженных грунтов, хотя деформации оттаивания в несколько раз превышают значения осадок полученных при моделировании. Поэтому необходимо изучить влияние оттаивания замороженного грунта на конструкции тоннеля.

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ НЕГАТИВНОГО ТРЕНИЯ ОТТАИВАЮЩЕГО ГРУНТА НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ СВАЙ

В период оттаивания и просадки грунта создается негативное трение по боковой поверхности свай, что приводит к увеличению нагрузки на сваи.

Определение отрицательной (негативной) силы трения при оттаивании замороженного грунта по боковой поверхности свай проводили в соответствии с п. 4.38. СНиП 2.02.04-88, по аналогии с многолетнемерзлыми грунтами, используемыми по II принципу. Расчет негативного трения оттаивающего грунта, действующего на сваи, проводился для зоны максимального промерзания грунта на продольном разрезе тоннеля. На поперечном разрезе выбраны четыре ряда ближайших к тоннелю свай, по результатам расчетов построены поперечные эпюры негатив-

ного трения оттаивающего грунта, действующего на сваи. Эпюры имеют трапециевидный характер с максимальным значением негативного трения, на ближайший к тоннелю ряд свай. В продольном сечении негативное трение максимально между сечениями, в которых сваи прорезают наибольшую зону замороженных грунтов. Часть свай, расположенных ближе к тоннелю, прорезала толщу замороженных грунтов и при их оттаивании и оседании сваи получают дополнительную нагрузку за счёт отрицательного негативного трения, которое по результатам выполненных исследований и расчётов превышало 100 т. Проведенные статические испытания свай подтвердили полученные расчетом значения нагрузок с учетом негативного трения. Эту дополнительную нагрузку учитывали при расчётах несущей способности свай. На этих участках предусмотрено применение свай увеличенной длины с заглублением их концов в перхуровские известняки, обладающие более высокими прочностными свойствами и большей толщиной пласта.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Впервые проведены исследования оттаивания искусственно замороженных вокруг тоннеля грунтов. Показано, что процесс оттаивания замороженного вокруг тоннеля грунта аналогичен процессу оттаивания многолетнемерзлых грунтов, следовательно, коэффициенты оттаивания, сжимаемости, осадка и негативное трение могут определяться в соответствии с нормативными документами, разработанными для многолетнемерзлых грунтов.
2. Экспериментально в лабораторных условиях определены количественные значения коэффициентов оттаивания и сжимаемости.
3. Осадки оттаивающего грунта рассчитаны с учетом экспериментальных результатов, а также определены по эмпирической формуле на основании данных полевых инженерно-геологических изысканий. Максимальные осадки возникают при оттаивании льдонасыщенных слабых грунтов, в сечениях, расположенных ближе к тоннелю, где наибольшая мощность слоя замороженного массива грунта.
4. Рассчитанные значения сил негативного

трения по боковой поверхности свай обусловлены величинами осадок оттаивающего грунта и достигают максимальных значений в сечениях, расположенных ближе к тоннелю.

5. Проведенные исследования показали, что при оттаивании искусственно замороженного вокруг тоннеля грунта возникают значительные осадки, влияющие на деформации близлежащих сооружений, и возможно, на конструкцию тоннеля, поэтому необходимо дальнейшее изучение этого вопроса.

ЛИТЕРАТУРА

- Вялов С.С., Зарецкий Ю.К. 1976. Расчет ледогрунтовых ограждений шахтных стволов, проходимых способом замораживания //Шахтное строительство. № 11. – С. 11 – 14.
- Гарбер В.А., Никоноров В.Б., Кашко А.А., Панфилов Д.В. 2004. К вопросу обеспечения безопасного строительства второго выхода станции «Маяковская» Московского метрополитена. Подземное пространство мира №2-3.
- ГОСТ 12248-96 ГРУНТЫ «Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости»
- Жуков В.Ф., Пономарев В.Д. Предпостроечное оттаивание вечномёрзлых грунтов. II международная конференция по мерзлотоведению. Вып. 7. Якутск, 1973 – с. 57 – 62.
- Киселев М.Ф. Теория сжимаемости оттаивающих грунтов под давлением. Л., 1978.
- Пономарев В.Д. 1971. Расчет осадки оттаивающего глинистого основания с учетом неоднородности основания //Мерзлотные исследования и вопросы строительства: Тр. Северного отделения НИИОСП. – Коми – Вып. IV. – С. 20 – 22.
- Пономарёв В.Д. Самоуплотнение грунта при предпостроечном оттаивании. «Основания, фундаменты и механика грунтов», 1971, № 3.
- Пономарёв В.Д. Экспериментальные исследования напряжённо-деформативного состояния оттаивающих оснований. Материалы ГУ Всесоюз. Междувед.совещ. по геокриологии. Вып.5, 1966.
- Пчелинцев А.М. Строение и физико – механические свойства мерзлых грунтов. М., 1964.
- СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений».
- СНиП 2.02.04-88 «Основания и фундаменты на вечномёрзлых грунтах».
- СНиП 3.02.01-87 «Земляные сооружения, основания и фундаменты».
- Трупак Н.Г. 1974. Замораживание грунтов в подземном строительстве. – М – 277 с.
- Фурсов В.В. Исследование влияния проморажи-

вания и оттаивания грунтов на их физико-механические свойства. – В кн.: Исследования по строительным конструкциям и фундаментам, Томск, Из-во Томского университета, 1979.

Хакимов Х.Р. Вопросы теории и практики искусственного замораживания грунтов. – М.: АН СССР, 1957. – 191 с.

Цытович Н.А. 1973. Механика мёрзлых грунтов. М, Изд-во "Высшая школа".– 446 с.

Воздействие дренажных коллекторов глубокого заложения на геотехнические условия склонов

М.Г. Демчишин, А.Н. Анацкий

Институт геологических наук НАН Украины

г. Киев, Украина

АННОТАЦИЯ: Рассмотрены условия образования ослабленных зон вокруг дренажных штолен и галерей в массивах рыхлых горных пород, прилегающих к склонам речных долин, на примере правобережного склона долины реки Днепр в пределах территории г. Киева. Дренажи глубокого заложения выполнены для перехвата водоносных горизонтов, разгружающихся на склонах и трактуемых как одна из причин проявления эрозионно-гравитационных процессов. Из-за выноса растворимых компонентов и частиц грунтов, суффозии, прорыва плывунов, вывалов грунтов происходит перераспределение напряжений в грунтовом массиве, развитие сдвижения поверхности, образование трещин и провалов, нарушение устойчивости склонов с развитием оползневых смещений. Применение дренажей такого типа в системах противооползневой защиты не рекомендуется, а построенные дренажи необходимо выводить из эксплуатации.

1. ВВЕДЕНИЕ

Дренажи глубокого заложения в комплексе с коллекторами типа штолен и галерей проходного сечения применяются на протяжении многих лет для перехвата первых от поверхности водоносных горизонтов разгружающихся на склонах речных долин, сформированных в песчано-глинистых грунтах (правобережные склоны долины Днепра в пределах г. Киева, склоны долины р. Прут в пределах г. Черновцы) с целью повышения устойчивости склонов, стабилизации оползней.

Правобережный склон долины р. Днепр в пределах г. Киева, сформирован в песчано-глинистых породах четвертичного и неогеново-палеогенового возраста, содержит два водоносного горизонта разгружающихся на склоне в виде источников и в искусственные дрены. Длительное время склон активно разрушался в результате эрозионно-гравитационных процессов, вызванных нарушениями растительного покрова, условий поверхностного и подземного стоков, подрезками и перегрузками поверхности.

В комплексе противооползневых мер на склонах долины Днепра в районе г. Киева с начала прошлого века применяются

глубокие дренажи с коллекторами проходного сечения трапециевидной формы. с креплениями выработок сначала деревянными, а затем после разложения первых – железобетонными элементами. Выработки проходились в водоупорных глинистых слоях на расстоянии 2-4 метра от их кровли. Дренировались водоносные горизонты в песчаных слоях. В качестве водозахватывающих устройств (фильтров) применялись колодцы и скважины – сквозные и восстающие.

Устройство и эксплуатация дренажных противооползневых систем сопровождается существенными нарушениями грунтовых массивов. При работе дренажей увеличивается градиент депрессионной поверхности – вследствие чего происходит вынос в штольни жидких и твердых составляющих грунтов, что ведет к изменению их физико-механических свойств в зоне влияния дренажных выработок. Происходит образование ослабленных зон, с более низкими показателями плотности и прочности, которые впоследствии выступают как базисы оседания поверхности склонов, развития провалов и оползней.

Глубокие дренажи галерейного и штольневые типа, сооружение которых в

составе мероприятий по укреплению склонов не было технически должным образом обосновано, что отмечали еще в 1934 году (Погребов 1934) и в 1967 году (Котлов и др. 1967) со временем превратились в свою противоположность – привели к провалам, смещениям грунтов по склонам. Протяженность таких выработок на склонах долины Днепра и его притоков в Киеве составляет больше ста километров. В ряде мест они проложены непосредственно под историко-архитектурными памятниками центральной исторической части города или вторгаются в их глубинную охранную зону (Купцов, Романова 1995), что создает определенную угрозу для объектов культурного наследия.

Проводились исследования породных массивов прилегающих к склонам в зоне влияния дренажных штольневых систем (ДШС), определялись объемы выносимого в штольни породного материала его гранулометрический и минеральный состав, устанавливались размеры зон влияния выработок, деформационные процессы в массиве и на поверхности склонов.

Штольневые дренажные системы и выпуски из них, колодцы на этих системах как горные выработки в рыхлых породах в зонах влияния склонов, значительно изменяют естественное напряженное состояние породных массивов. Проявления этого состояния при выполнении горных выработок приводят к развитию горного давления.

Особенностью дренажных штольневых выработок является то, что они за своим функциональным назначением не могут быть абсолютно непроницаемыми. Из части массива, прилегающего к штольне, выносятся с водой растворимые вещества, цементирующие частицы грунта, придающие ему прочность, а также происходит суффозионный вынос мелких частиц грунта и выдавливание глинистых грунтов через щели между элементами крепления.

2. ВЫРАБОТКИ В РЫХЛЫХ ПОРОДАХ

Рыхлые песчано-гравийно-галечные и мягкие связные горные породы (глинистые)

с низкой прочностью в горных выработках, как правило, неустойчивые. Геологические условия проходки горных выработок в таких породах обычно осложняются в связи с невыдержанностью залегания по мощности и по простиранию. Нарушение устойчивости рыхлых несвязных разновидностей пород во всех случаях влияет их водонасыщение, и тем более, чем большие напоры наблюдаются в водоносных горизонтах, сформированных над водоупорным слоем, в котором закладывается дренажный коллектор. На контактах водоупорных глинистых пород и песчаных водосодержащих отмечается также изменения консистенции глин от твердой и полутвердой в текуче-пластичную и текучую, разжижения песка с переходом в плавунное состояние. Характер изменений, объемы пород вовлеченных в сферу влияния дренажа зависят, прежде всего, от размеров самой выработки, свойств массива, в котором закладывается выработка, характером выполнения работ и крепления (обделки) самой выработки.

Известно (Ломтадзе 1986), что горное давление на крепление кровли выработки равняется весу пород, которые находятся в пределах свода естественного равновесия или с учетом отделяемых им пород над горной выработкой – сводом обрушения. На основе анализа доказано, что этот свод имеет форму, которая приближается к параболической (рис.1.), а его высота равняется:

$$h_1 = l / f_{кр}, \quad (1)$$

где l – полупролет свода обрушения, $f_{кр}$ – коэффициент прочности горных пород по Протоdjаконову. Учитывая интегральный и несколько приблизительный характер коэффициента крепости для рыхлых пород его значение может быть принято как значение тангенса угла внутреннего трения породы, а следовательно высота свода обрушения будет определяться из выражения:

$$h = l / \operatorname{tg} \varphi, \quad (2)$$

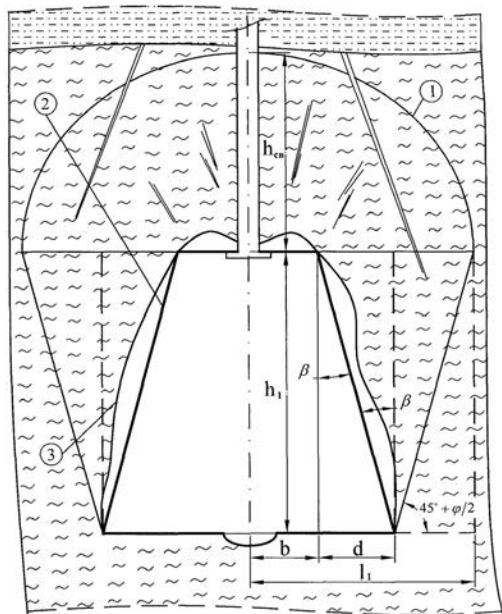


Рис. 1. Штольневая выработка в рыхлых породах: 1 – свод обрушения; 2 – крепление; 3 – контур переработки грунта

Следовательно, наибольшее давление на 1 м^2 кровли выработки будет, равняется:

$$p = h_1 \cdot \gamma, \quad (3)$$

где γ - плотность пород в пределах свода обрушения.

Учитывая то, что горные породы могут осыпаться, сползать и обваливаться не только из кровли горных выработок, но и по бокам, при определении горного давления полупролет свода обрушения следует определять из выражения

$$l_1 = l + h_1 \cdot \operatorname{ctg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right), \quad (4)$$

где $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ - угол наклона плоскости обрушения к горизонту; φ - угол внутреннего трения пород.

Тогда высота свода обрушения будет:

$$h_1 = \frac{l_1}{f_{кр}}, \quad (5)$$

Принимая упрощенно площадь свода обрушения (S) в рыхлых породах как

площадь полукруга радиуса h_1 давление на единицу длины выработки будет определяться из выражения:

$$p = \frac{\pi h_1^2 \gamma}{2} \quad (6)$$

Из приведенного видно, что высота свода обрушения действительно зависит только от ширины пролета выработки и свойств горных пород и не зависит от глубины ее расположения. Тем не менее, как свидетельствует практика, этот метод применяем в тех случаях, когда свод естественного равновесия не достигает поверхности земли, т.е. формируется на какой-то глубине. Если он достигает поверхности земли или расстояние от кровли выработки поверхности меньше двойного размера свода обрушения, давление на крепление выработки принимается равным весу всего пласта пород, который залегает выше. При этом давление на крепление в зависимости от физического состояния и свойств горных пород может быть или вертикальным, или вертикальным и боковым.

В зависимости от особенностей рельефа поверхности земли, условий залеганий горных пород и глубины расположения горных выработок давление на них может быть неравномерно распределенным и косо направленным, особенно в массивах пород прилегающих к склонам. В этих случаях необходимо учитывать действия тангенциальной составляющей силы веса по азимутам падения поверхностей и зон ослабления.

Характерной особенностью дренажных коллекторов проходного сечения является то, что свод обрушения может охватывать кроме водоупорных пород также песчаные водоносные породы. Это обстоятельство уже на стадии проходки выработок может приводить к серьезным осложнениям. В частности, к прорывам пьезунов и воды в выработку, вывалам пород, особенно при наличии трещин и поверхностей скольжения в глинах, и при переборке грунтов за контурами крепления, что нередко случается при проходке выработок вручную с некоторым запаздыванием с установкой крепления.

Боковое давление на крепление выработки рекомендуется определять исходя из предположения, что давление создается призмой сползающих боковых пород, которые нагружено породами свода обрушения. В этом случае горизонтальное давление на крепление на уровне кровли выработки равняется:

$$p_1 = \gamma_1 t g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (7)$$

а на уровне подошвы выработки:

$$p_2 = \gamma(h_1 + h) \cdot t g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (8)$$

Общее боковое давление на крепление выработки на единицу ее длины равняется площади трапеции, которая характеризует ее распределение:

$$p_6 = \frac{\gamma}{2} (2h_1 + h) \cdot h \cdot t g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (9)$$

Под влиянием веса горных пород за пределами выработок по ее бокам, горные породы, которые залегают в их основе, могут выдавливаются. Устойчивость выработок в этом случае определяется равновесием между активным давлением призмы пород ($p_{акт}$), что выдавливаются и пассивным давлением призмы пород ($p_{пасс}$), что оказывают сопротивление выдавливанию. Если активное давление больше пассивного, состоится сдвиг пород внутрь выработки или возникает давление на боковые элементы крепления, если грунт закреплен. Суммарное давление пород со стороны грунта в этом случае будет равно равнодействующей:

$$N = \Delta p \cdot t g \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (10)$$

где $\Delta p = p_{акт} - p_{пасс}$,

где $p_{акт}$ – активное давление, Па; $p_{пасс}$ – пассивное давление, Па.

Глубина – χ_0 от уровня грунта выработки, на которую распространяется движение пород грунта, определяется по выражению:

$$\chi_0 = \frac{H t g^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{1 - t g^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}, \quad (11)$$

где H – расстояние от кровли свода естественного равновесия к уровню грунта выработки, м; φ – угол внутреннего трения пород;

В данное время накопилось довольно много данных непосредственных измерений горного давления в подземных выработках. Результаты измерений показали, что горное давление может изменяться в значительных пределах в зависимости от геологических условий, свойств горных пород и характеристики крепления. Тем не менее, в подавляющем большинстве случаев вертикальное давление в горизонтальных выработках не превышает 400 МПа и в среднем составляет 200 МПа. В некоторых случаях он достигает 500-1200 МПа. В вертикальных выработках горное давление по обыкновению имеет меньшее значение. В породах средней прочности и мягких оно достигает 50-150 МПа, а в крепких – совсем незначительный (Ломтадзе 1986, Пашкин 1981).

3. ИЗМЕНЕНИЯ В МАССИВАХ РЫХЛЫХ ПОРОД ПРИ РАБОТЕ ДРЕНАЖА

Основанием рельефа на правобережной части территории г. Киева, средой в которой пройдены дренажные штольни и галереи, является слой глинистых мергелей киевской свиты палеогена. С геотехнических позиций, важным фактором является наличие в этих глинах трещин и зеркал скольжения, возникших при их диагенезе, и, надо полагать, в основном обусловленных тектоническим нарушением толщи осадочных пород. Обладая достаточно высокими показателями прочности в образцах ($\varphi = 17-20^\circ$, $C = 0,06-0,09$ МПа; $R = 2,1-2,8$ МПа) испытания на сдвиг по зеркалам скольжения и трещинам показывают значение угла внутреннего трения $\varphi = 7-12^\circ$.

На основе приведенных выше аналитических зависимостей проведены расчеты параметров сводов обрушения, образующихся при проходке галерейных

дренажных коллекторов. Используются данные о свойствах глинистых мергелей киевской свиты, которые выступают водоупором водоносного горизонта сформированного в слоях мелкозернистых песков харьковской свиты разгружающегося в нижней части склона в делювиальные отложения склонов и в овражный аллювий на 10-15 м выше нормального подпертого уровня (НПУ) хвостовой части Каневского водохранилища (91,5 м). Подрезание склона в том числе и горными выработками типа штолен и галерей приводят к резкому возрастанию градиента потока, вследствие чего с учетом значительной неоднородности песков ($K=14-34$) активизируются процессы суффозии (Демчишин 1991).

Высота штольневой выработки по грунту для расчета параметров свода обрушения принята 2,0 м. 10^3

Таблица 1. Высота свода обрушения над штольневой выработкой, его площадь и давление на крепление

№	$\gamma, \text{кз/м}^3$	$\varphi, ^\circ$	$h, \text{м}$	$S, \text{м}^2$	$P, \text{МПа}$
1	$1.7 \cdot 10^3$	7	16.29	416.47	5.9
2	$1.8 \cdot 10^3$	10	11.34	202.05	3.08
3	$1.85 \cdot 10^3$	15	7.47	87.5	1.37
4	$1.9 \cdot 10^3$	20	5.49	47.39	0.76
5	$1.95 \cdot 10^3$	25	4.29	28.88	0.48
6	$2 \cdot 10^3$	30	3.46	18.84	0.32

Как видно из таблицы высота свода обрушения, площадь, ограниченная сводом и выработкой и давление на крепление уменьшаются с увеличением угла внутреннего трения с 7° до 30° соответственно в 4,7; 22,1; 18,8 раз. Объем пород охваченных изменениями по протяжению выработки подсчитываем по формуле:

$$V = L \cdot S, \quad (12)$$

где L - протяженность участка; S - площадь в пределах свода обрушения. Схема формирования ослабленной зоны вокруг дренажной выработки показана на рис. 2.

Влияние, которое вызывает нарушение равновесия горных пород в геологическом

пространстве, имеющем неоднородности состава и свойств пород, нарушенном трещинами, поверхностями скольжения распространяется за расчетные пределы свода обрушения и будет увеличиваться.

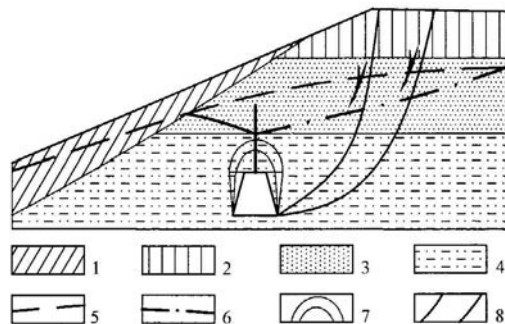


Рис.2. Формирование ослабленной (разуплотненной) зоны вокруг штольневой выработки в присклоновом массиве

1 – склоновые отложения; 2 – леса; 3 – песок; 4 – глина; 5 – депрессионная поверхность до водопонижения; 6 – депрессионная поверхность после водопонижения; 7 – контуры сводов обрушения; 8 – поверхности скольжения

По этой же причине всегда ухудшается состояние устойчивости горных выработок, если происходит запаздывание их крепления, что способствует распространению возмущения от влияния горной выработки.

Развитие горного давления во времени в начальный период характеризуется значительной интенсивностью (месяц - полтора), потом скорость его нарастания постепенно снижается. Наблюдениями установлено, что горное давление на податливое крепление при прочих равных условиях на 50-70 % ниже, чем на жесткое. Необходимо также учитывать, что важным моментом в управлении процессом развития горного давления есть обеспечения условий выполнения горных и строительных работ. Эти условия должны определять механизм взаимодействия горных пород и крепления и управлять (предупреждать, сдерживать, снижать) развитием горного давления. Существует целая система мероприятий предупреждения опасного развития процессов в зонах влияния горных выработок штольневого типа. Но не всех их можно придерживаться и, в частности, на штольневых системах при замене крепления. Пример формирования ослабленной зоны

вокруг дренажной штольни на склоне Днепра в районе г. Киева (парк Городской сад), которая стала причиной образования трещин на плато протяженностью до 200 м показан на рис 3. Дренажная галерея-коллектор в красно-бурых глинах была пройдена в 1926 г. с деревянным креплением. Трещины на лессовом плато начали проявляться после разложения деревянного крепления в начале 40-ых годов прошлого века. После тампонирования и восстановления асфальтового покрытия трещины периодически проявляются до настоящего времени.

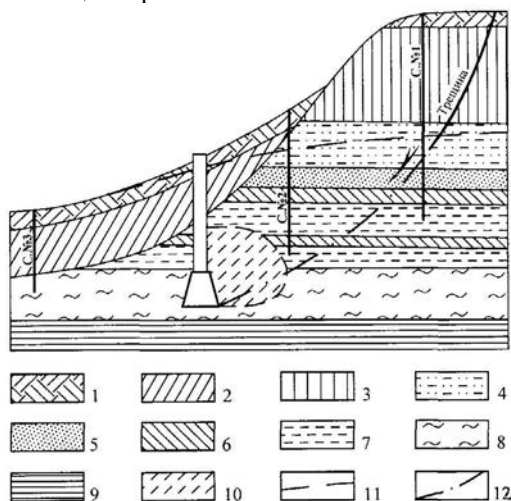


Рис. 3. Схематический разрез участка склона у Городского сада в Киеве
1 – оползневые отложения; 2 – склоновые отложения; 3 – лес; 4 – морена; 5 – флювиогляциальные пески; 6 – пресноводные суглинки; 7 – бурые глины; 8 – пестрые глины; 9 – каолиновые глины полтавской серии; 10 – ослабленная зона вокруг дренажной выработки; 11 – уровень грунтовых вод; 12 – формирующаяся поверхность скольжения.

2. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Горные выработки типа дренажных штолен и галерей в массивах рыхлых пород в ходе их строительства и эксплуатации приводят к серьезным нарушениям сложившихся условий на склонах речных долин, создают геотехнические проблемы для объектов культурного и природного наследия – историко-архитектурных памятников, исторических ландшафтов.

Всякое непродуманное вмешательство у

условия, сложившиеся на склонах может привести к новым осложнениям, а потому любые земляные или вообще строительные работы здесь должны в максимальной степени учитывать это обстоятельство.

Эрозионно-гравитационные процессы на склонах долин Днепра и его притоков в пределах Киева удалось зарегулировать осуществлением комплексных мероприятий, которые включали кроме дренажных работ, регулирование поверхностного стока, устройство в отдельных местах удерживающих сооружений, озеленение склонов их общее благоустройство.

Многолетний опыт использования склонов долины Днепра в пределах г. Киева, их укрепления, особенно в центральной исторической части города, показал, что на отдельных участках после удачного подбора древесных пород и кустарников, хорошего прорастания под защитой гидротехнических дренажных сооружений, растительность в дальнейшем довольно надежно выполняет функции регулирования поверхностного и подземного стоков, а дренажи уже могут не эксплуатироваться.

Понятно, что это в том случае, когда склоны находятся полностью в парковых зонах, в зонах возможного развития зеленых насаждений.

Использование же склонов речных долин под застройку даже в том случае, когда на них раньше не отмечалось разрушительных проявлений эрозионно-гравитационных процессов, может привести к возникновению последних.

5. ЛИТЕРАТУРА

- Демчишин М.Г. 1991 Геологическая среда Киева. *Геологический журнал*. №2, сс.14-24.
Котлов Ф.В., Брашнина И.А., Силягина И.К. 1967 Город и геологические процессы.- М.: Наука. сс. 174-179.
Купцов А.Г., Романова В.И. 1995 Структура глубинной охранной зоны памятников архитектуры. *Геоэкология*. №4, сс. 77-81.
Ломтадзе В.Д. 1986. Инженерная геология месторождений полезных ископаемых. Недра ЛО. сс. 148-153.
Пашкин Е.М. 1981 Инженерно-геологические исследования при строительстве туннелей. М.: Недра. 135 с.
Погребов Н.Ф. 1934 Об оползнях правого берега Днепра в Киеве // *Разведка недр*. №1, сс. 19-21.

К вопросу влияния расчетных параметров на моделирование перемещений грунта при проходке тоннелей

О.Н. Исаев, И.А. Боков, Р.Ф. Шарафутдинов
НИИОСП им. Н.М. Герсевича, Москва, Россия

АННОТАЦИЯ: В настоящее время наиболее перспективным инструментом для прогноза деформаций грунтового массива при тоннельной проходке являются геотехнические программы, реализующие численные методы. В отличие от инженерных методик расчета, в подобных программах применяются параметры, выбор которых зачастую многовариантен и неоднозначен, а степень их влияния и пути выбора еще мало изучены. В статье представлена попытка исследования степени влияния ряда таких параметров (модели грунта, размеров расчетной области, дискретности сетки) на перемещения грунта при проходке тоннелей, а также некоторых подходов по их выбору.

1. ВВЕДЕНИЕ

За последнее десятилетие значительно возросла доля инженерных коммуникаций, прокладываемых с применением современных технологий щитовой проходки и микротоннелирования. Их использование в условиях плотной городской застройки требует оценки риска повреждения существующих зданий, сооружений и подземных коммуникаций, находящихся в зоне влияния нового строительства.

При проходке тоннелей и микротоннелей одним из наиболее перспективных направлений прогноза деформаций грунтового массива, существующей застройки и коммуникаций является использование специализированных геотехнических программ, реализующих численные методы (PLAXIS, FLAC, MIDAS/GTS и др.) и позволяющих создавать необходимые модели.

Определенным недостатком таких программ является часто возникающая многовариантность и неопределенность при выборе ряда расчетных параметров создаваемой модели объекта (часть из них рассмотрена ниже). Назначение этих параметров обусловлено лишь спецификой процесса моделирования и не содержится в исходной проектной документации. Нормативно-рекомендательные документы по этому вопросу также фактически отсутствуют. А инструкции по пользованию соответствующими

расчетными программами, хотя и содержат много полезной информации, некоторые важные для практики вопросы не рассматривают.

В результате подобные «спорные» многовариантные параметры малоопытный специалист нередко выбирает чисто «механически», не уделяя должного внимания данному вопросу, а более подготовленный вынужден это делать на основе личного опыта или интуиции и, частично, имеющихся публикаций.

В НИИОСП ведутся работы по совершенствованию и развитию методик использования современных программ для геотехнических расчетов при подземном строительстве, в том числе при проходке тоннелей. Ниже представлены некоторые результаты исследования степени влияния ряда таких неоднозначно выбираемых расчетных параметров на перемещения грунта при проходке тоннелей, а также возможных подходов по их выбору.

2. ВЛИЯНИЕ «СПОРНЫХ» РАСЧЕТНЫХ ПАРАМЕТРОВ

К числу таких многовариантных и неоднозначно выбираемых расчетных параметров создаваемой модели объекта относятся:

- *модель грунта*, является одним из основных факторов расчетной модели - в значительной степени определяет прогноз

ные деформации грунтового массива в результате проходки;

- *размеры расчетной области*, значительно влияют не только на точность результатов расчетов, но и на их продолжительность, особенно для 3D моделей;

- *дискретность расчетной сетки*, также существенно влияет на точность и продолжительность расчетов; при сложных моделях и высокой дискретности сетки расчеты могут занимать много времени, поэтому нередко специалисты пытаются сократить расчетное время за счет использования более крупных сеток.

Такой важный расчетный фактор, как коэффициент потери грунта, в рамках данной статьи не рассматривается.

Численные исследования влияния вышеперечисленных факторов были выполнены с использованием программы PLAXIS v.8.2 (в плоской постановке). Их методика заключалась в следующем.

На первом этапе определялись факторы, подлежащие исследованию (они приведены выше). На втором этапе выбирались модели грунта и подходы по определению их параметров. На третьем этапе для остальных факторов принимались минимальное, среднее и максимальное значения. На четвертом этапе по специально разработанному плану выполнялись серии численных экспериментов, моделирующих расчетные ситуации. При исследовании конкретного фактора, величины всех остальных факторов принимались равными своим средним значениям, при этом в качестве «базовой» была выбрана упругопластическая модель грунта, подчиняющаяся закону Кулона-Мора. На пятом этапе сравнивались вертикальные и горизонтальные перемещения грунта при различных вариантах исследуемого фактора.

Исследования выполнялись для несвязного (песок средней плотности, мелкий) и связного (суглинок мягкопластичный) видов грунтов, типичных для условий г. Москвы. Физико-механические свойства грунтов (см. табл. 1) принимались по пособию к СНиП 2.02.01-83.

Расчетная схема представлена на рис. 1. Глубина заложения низа тоннеля H_T составляла 10 м, его диаметр - 3 м. Коэффициент потери грунта принимался равным 2 %. Расчетная область имела закрепления внизу - по вертикали и горизонтали; по бокам - по горизонтали. Угол дилатансии ψ принимался

равным 0.

Таблица. 1. Физико-механические свойства грунтов

Грунт	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	E, МПа	e	c, кПа	ϕ , градус
Песок	17,5	26,5	27	0,68	1	30
Суглинок	20,2	27,1	8	0,84	18	15

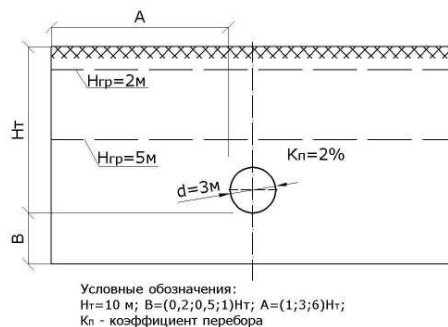


Рисунок 1. Расчетная схема

В качестве геометрических параметров расчетного поля рассматривались: в плане - расстояние от края тоннеля до края расчетного поля $A = (1;3;6)H_T$; по вертикали - расстояние от низа тоннеля до низа расчетного поля $B = (0,2;0,5;1)H_T$.

Рассматривались эпюры перемещений грунта для глубин $0,2H_T = 2$ м и $0,5H_T = 5$ м. Хотя значения горизонтальных перемещений были намного меньше вертикальных, их эпюры также анализировались.

2.1. Влияние модели грунта

Выбор модели грунта и ее параметров являются сегодня, пожалуй, одним из самым неоднозначных и дискутируемых вопросов.

В численных исследованиях рассматривались три вида модели грунта. Их условные обозначения в скобках приводятся по Руководству к PLAXIS.

Упругая модель грунта (LE), является весьма приближенной и в численных расчетах применяется сравнительно редко. Часто это связано с отсутствием специализированных геотехнических программ. Грунт моделируется двумя входными параметрами - модулем Юнга E и коэффициентом Пуассона ν .

Упругопластическая модель, подчиняющаяся закону Кулона-Мора (MC), наиболее

часто используется в отечественной геотехнической практике. Содержит четыре входных параметра: E и ν - параметры упругости грунта, ϕ и C - параметры пластичности грунта и ψ - угол дилатансии. Все необходимые входные параметры легко определяются из результатов стандартных инженерно-геологических изысканий и при необходимости из справочной литературы. Недостаток модели - модуль деформации не зависит от НДС грунта - при нагружении и разгрузке грунта он не меняется.

Согласно российским нормам модуль нагружения E связан с модулем разгрузки E_u зависимостью

$$E_u = k \cdot E \quad (1),$$

где k - переходной коэффициент, определяемый, например, по Пособию к СНиП 2.02.01-83.

Модуль разгрузки E_u примерно равен модулю повторного нагружения E_r , поэтому для них часто используется один общий параметр $E_{ur} \approx E_u \approx E_r$.

Отмеченный выше недостаток модели (МС) в наибольшей степени проявляется, когда на определенных этапах моделирования в части грунтового массива происходит его разгрузка и напряжения уменьшаются. Для закрытых выработок нередко считается, что данный вопрос не столь актуален как для открытых. Однако, как показали наши исследования, это не совсем так.

В связи с этим при выполнении расчетов был рассмотрен дополнительный подход (МС-А), заключающийся в том, что вместо обычного модуля E был использован увеличенный - E_{ur} .

Модель упрочняющегося грунта (HS) дает возможность учесть зависимость жесткости грунта от НДС, а также историю его создания путем введения коэффициента переуплотнения грунта OCR или давления грунта ранее существовавшей пригрузки σ_p (используется реже).

В отличие от зарубежных, отечественные нормативные документы, фактически не предусматривают определение и использование параметров OCR и σ_p в геотехнических расчетах.

Их значения могут быть приняты на основе специальных лабораторных или полевых исследований, а также имеющихся в

литературе эмпирических зависимостей. В отечественной практике, в связи с отсутствием опытных данных, при использовании этой модели наиболее часто принимают $OCR = 1$. Ситуация становится иной когда рассчитывается особо ответственный или уникальный объект и для него выполняются дополнительные инженерно-геологические изыскания по зарубежным методикам, но это происходит пока редко.

В наших расчетах грунт принимался нормально уплотненным $OCR = 1$, что в принципе соответствует подходам, заложенным в отечественных нормативных документах.

В (HS) предельное состояние описывается, как и в модели (МС), с помощью характеристик ϕ , C и ψ , при этом принято, что жесткость грунта зависит от напряжений согласно степенному закону с показателем степени m и описывается с помощью трех входных параметров: E_{50} , E_{ur} , E_{oed} . Согласно Руководству к PLAXIS, первые два жесткостных параметра должны определяться из стабилметрических испытаний, третий - из одометрических; показатель степени m можно принять: для песка - 0,5; для суглинка - 0,8. В качестве средних значений жесткостных параметров для разных типов грунта часто принимаются следующие соотношения:

$$E_{ur} \approx 3E_{50} \quad (2),$$

$$E_{oed} \approx E_{50} \quad (3)$$

В этом случае для определения всех трех параметров достаточно знание одного из них.

Недостатком модели (HS) является то, что она, в отличие от (МС), использует три дополнительных параметра, каждый из которых имеет свою погрешность (а для стабилметрических испытаний, которые проводятся довольно редко и где иногда сложно получить ненарушенный образец, это особо актуально). Поэтому погрешность входных данных и, как следствие, результатов ее расчетов может быть больше чем для (МС).

На практике выбранные параметры данной модели должны проверяться на основе верификационных расчетов, моделирующих испытания реальных грунтов, результаты которых приведены в отчетах об инженерно-

геологических изысканиях.

Были рассмотрены четыре возможных подхода (см. табл. 2) для определения жесткостных параметров модели (HS) на основе данных стандартных (принятых в России) инженерно-геологических изысканий.

Таблица 2. Характеристики модели (HS) при разных подходах

Грунт	Подход	E_{oed} , МПа	E_{50} , МПа	E_{ur} , МПа	ν	Показат. степени модели m
Песок	HS-A	13,5	13,5	40,5	0,3	0,5
	HS-B	27	27	81		
	HS-C	18,6	18,6	55,9		
	HS-D	27	27	81		
Суглинок	HS-A	2,7	2,7	8	0,35	0,8
	HS-B	8	8	24		
	HS-C	6,9	6,9	20,6		
	HS-D	6,6	6,6	19,9		

Первый подход (HS-A). Одометрический модуль деформации E_{oed} рассчитывается по штамповому модулю E (определяется при стандартных изысканиях) по известной зависимости $E_{oed} \approx E/m_k$, где m_k - коэффициент перехода, определяемый, например, по Пособию к СНиП 2.02.01-83. Два других жесткостных параметра E_{50} и E_{ur} определяются по соотношениям (2) и (3).

Второй подход (HS-B). Полагается, что, как это нередко бывает на практике, штамповые испытания проводятся до давления примерно равного 50 % от предельного значения, то есть можно в первом приближении полагать, что $E_{50} \approx E$. Как и при первом подходе, параметры E_{ur} и E_{oed} определяются по соотношениям (2) и (3).

Третий подход (HS-C) предполагает выполнение численного эксперимента - моделирования штамповых испытаний в шурфе ступенчато-возрастающей нагрузкой. Моделирование выполнялось путем решения осесимметричной задачи с использованием модели (MC), вес грунта выше отметки штампа моделировался пригрузкой. Штамп принимался стандартных (5000 см²) размеров и располагался на поверхности грунта. По графику «осадка-нагрузка» определялся модуль E_{50} . Два других жесткостных параметра E_{ur} и E_{oed} определялись по соотноше-

ниям (2) и (3).

Четвертый подход (HS-D). По модулю нагружения E , с использованием зависимости (1), определяется параметр $E_{ur} \approx E_u = k \cdot E$. Два других жесткостных параметра E_{50} и E_{oed} также определяются из приведенных выше зависимостей (1) и (2). В нашем случае в результате для песка имеем $E_{oed} = E_{50} = E$, для суглинка - $E_{oed} = E_{50} = 0,83E$. Поскольку жесткостные параметры при подходах (HS-D) и (HS-B) очень близки, расчеты для данного подхода не выполнялись.

Сравнительный анализ графиков перемещений грунта (см. рис. 2), выполненный по отношению к наиболее распространенной модели (MC), позволяет отметить следующее.

Характер эпюр вертикальных перемещений для разных моделей схож. Но максимальные значения перемещений существенно зависят от модели грунта - они лежат в широких интервалах как для песка, так и для суглинка.

Модель (LE), по сравнению с (MC), для песка дает более низкие значения вертикальных перемещений - на 70...80 %, для суглинка они примерно равны.

Подход (MC-A) по сравнению с (MC) дает увеличение вертикальных перемещений: для песка на 30 %, для суглинка - в 2 раза.

Модель (HS), по сравнению с (MC), также дает увеличение вертикальных перемещений. Для песка степень увеличения слабо зависит от подхода и составляет 50...70 %. Для суглинка - более существенно: при (HS-A) увеличение составляет 2,2...2,8 раза, при (HS-B, HS-C) - 3,4...4,4 раза.

Для горизонтальных перемещений оказалось сложно выделить определенные закономерности влияния на них модели грунта. В отличие от вертикальных, они существенно зависят не только от модели и вида грунта, но и от глубины, для которой они фиксируются.

На основании расчетов можно сделать следующие выводы: по сравнению с (MC) упругая модель грунта (LE) дает более низкие значения вертикальных перемещений, а упрочняющаяся (HS) при исследованных подходах - более высокие; закономерности влияния модели грунта на горизонтальные перемещения выявить не удалось.

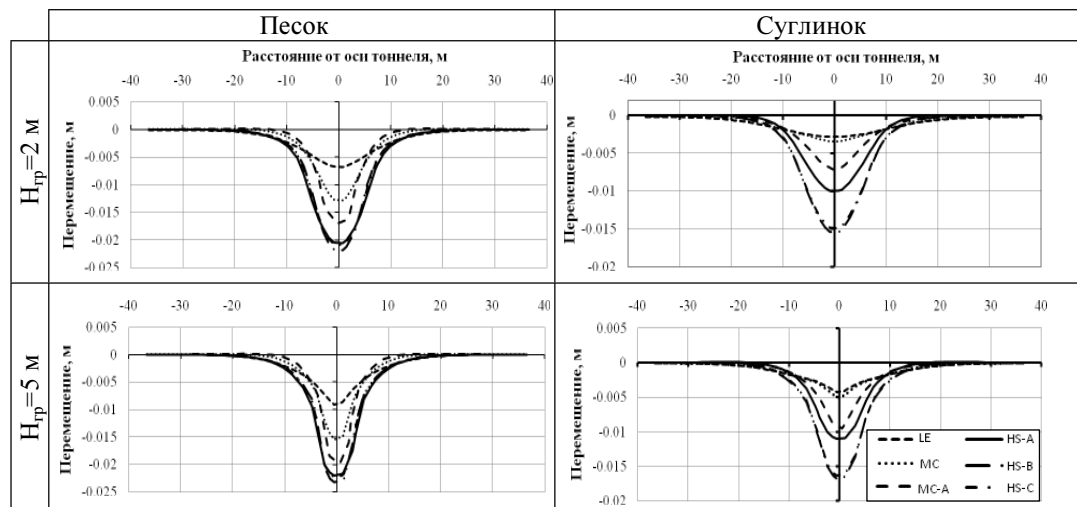


Рисунок 2. Влияние модели грунта на его вертикальные перемещения

2.2. Влияние ширины расчетного поля

Для модели 2D расчетная область представляется в виде поля. Анализ результатов численных экспериментов, показанных на рис. 3, позволяет отметить следующее.

Вертикальные перемещения песка очень слабо зависят от ширины расчетного поля - с увеличением параметра ширины A от H_T до $6H_T$ они меняются не более, чем на 7 %. Для суглинка картина иная, его вертикальные перемещения сильно зависят от ширины поля, при этом зависимость носит сложный

характер. Так, с увеличением параметра A от H_T до $3H_T$ перемещения уменьшаются на 20...40 %, а от $3H_T$ до $6H_T$ наоборот - увеличиваются в 1,8...2,1 раза.

На величины горизонтальных перемещений грунта влияние ширины расчетного поля также оказалось существенным. Если для песка, начиная уже с $A = 3H_T$, при увеличении ширины поля горизонтальные перемещения менялись незначительно, то для суглинка картина была иная - при увеличении параметра A с H_T до $6H_T$ стабилизация изменения эпюр перемещений не наблюдалась. В связи с этим были выполнены до-

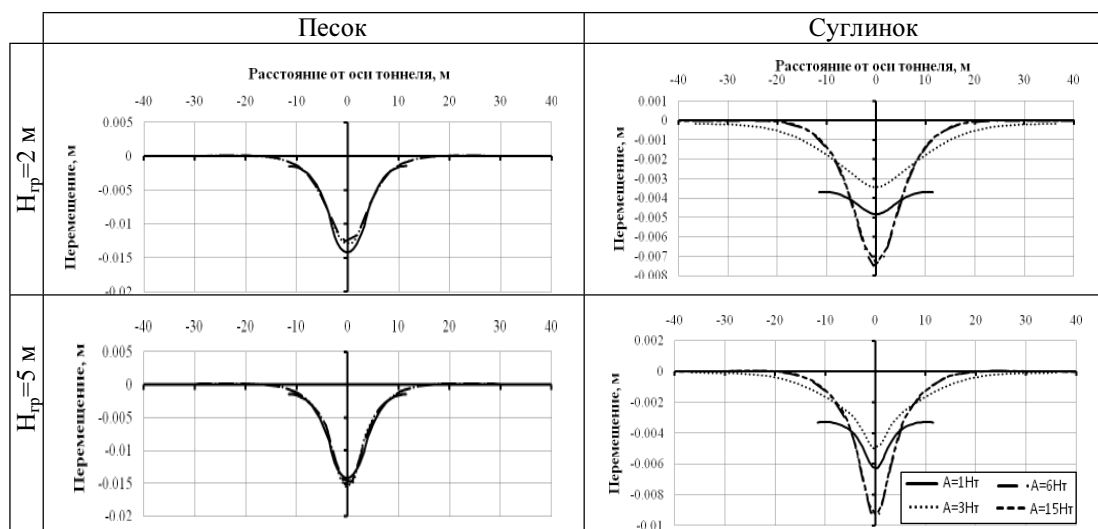


Рисунок 3. Влияние ширины поля на вертикальные перемещения грунта

полнительные расчеты при $A = 15H_T$, которые показали, что графики перемещений при $6H_T$ и $15H_T$ практически совпадают.

На основе расчетов можно сделать следующие выводы: влияние ширины расчетного поля на деформации грунта для песка существенно меньше, чем для суглинка; для песка при $A \geq 3H_T$ ширина поля практически не влияет на величины деформаций грунта, для суглинка это соотношение составляет $A \geq 6H_T$.

2.3. Влияние глубины расчетного поля

Выполненные численные эксперименты (см. рис. 4) позволяют отметить следующее.

Вертикальные перемещения песка значительно меньше зависят от глубины расчетного поля, чем у суглинка. Так, если для песка с увеличением параметра глубины B от $0,2H_T$ до H_T максимальные вертикальные перемещения уменьшаются всего на 20 %, то для суглинка - в 5...6 раз (у них меняется даже сам характер эпюр).

Данная закономерность объясняется тем, что с увеличением глубины поля увеличивается разгружаемая зона грунта.

Разгрузка грунта происходит в результате моделирования потерь грунта, а также его выемки из тоннеля. В результате расчетов, во-первых, тоннель несколько подымается (в реальности этого фактически нет), во-вторых, извлекаемый при переборе объем грунта заполняется в большей степени не оседающими сверху тоннеля грунтами

(которые образуют мульду сдвижения), а разгружающимся нижележащим массивом.

Из рис. 5 видно, что для суглинка (б) разгружаемая зона грунта больше чем для песка (а) и, что особенно важно, расположена в основном ниже тоннеля, что объясняет отмеченные выше закономерности.

Это указывает на то, что при моделировании проходки тоннелей необходимо учитывать зависимость параметров жесткости модели грунта от НДС.

При использовании моделей, не учитывающих данный эффект, например (МС), для получения адекватных результатов, часто интуитивно, искусственно ограничивают глубину поля ниже тоннеля.

По мнению авторов статьи при решении вопроса выбора глубины расчетного поля ниже тоннеля можно рассмотреть следующие пути её искусственного ограничения.

Первый путь основан на том, что глубина поля подбирается таким образом, чтобы соблюдалось условие $A_s = K_n \cdot A_t$, где A_s - площадь, заключенная между горизонтом и мульдой сдвижения поверхности земли, A_t - площадь поперечного сечения тоннеля, K_n - коэффициент потери грунта.

Второй путь основан на том, что глубина поля принимается равной зоне сжатия основания условного ленточного фундамента, подошва которого расположена в уровне низа тоннеля. Зона сжатия рассчитывается аналитически, согласно существующим нормам, давление по подошве условного фундамента принимается равным давлению

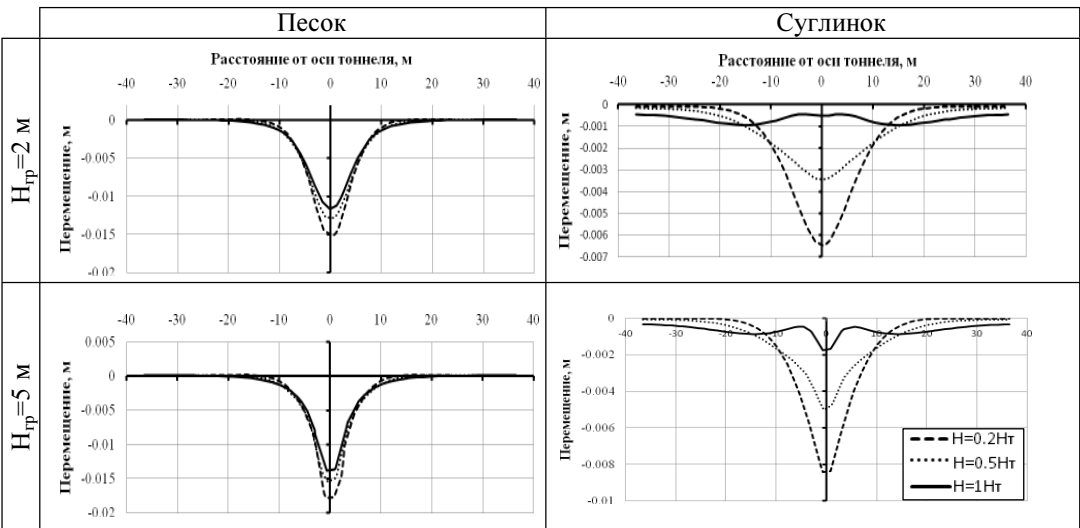
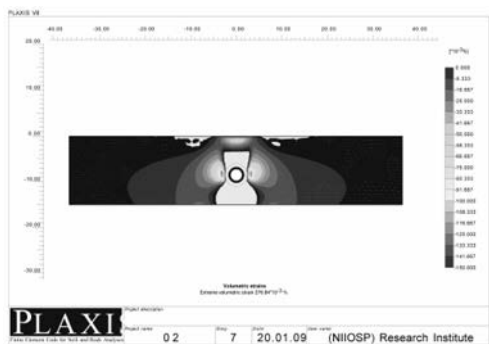


Рисунок 4. Влияние глубины поля на вертикальные перемещения грунта

a)



б)

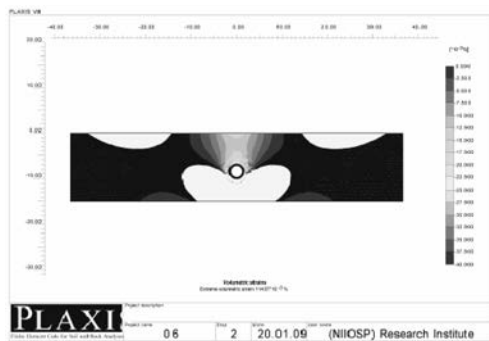


Рисунок 5. Зоны объемного растяжения (показаны белым цветом) песка (а) и суглинка (б)

от веса вынимаемого из тоннеля грунта.

Влияние параметра глубины B на величину горизонтальных перемещений песка и суглинка сравнительно слабое - при увеличении глубины от $0,2H_T$ до H_T максимальные

горизонтальные перемещения грунта уменьшаются примерно на 20...60 %. При этом для $B = 0,5H_T$ и $B = H_T$ эпюры перемещений достаточно близки друг к другу.

На основании численных экспериментов можно сделать следующие выводы: глубина расчетного поля для песка сравнительно мало влияет на прогнозные значения деформаций грунта, для суглинка - влияние сильнее; с увеличением глубины расчетного поля вертикальные перемещения суглинка в исследуемом диапазоне глубин быстро уменьшаются; при выборе глубины расчетного поля необходимо учитывать принятую модель грунта.

2.4. Влияние дискретности расчетной сетки

Существующие программы, как правило, позволяют генерировать несколько видов «неструктурированных» (беспорядочных) сеток по их крупности. В выполненных расчетах по программе PLAXIS использовались 15-узловые конечноэлементные сетки из треугольных элементов: Fine (мелкая), Medium (средней крупности) и Coarse (крупная), отличающиеся количеством элементов (от ближайшей сетки) примерно в 2 раза.

Анализ результатов численных расчетов (см. рис. 6) позволяет отметить следующее.

С увеличением дискретности сетки вертикальные перемещения грунта увеличиваются, причем для суглинка больше, чем для песка. Так, при переходе от крупной сетки к

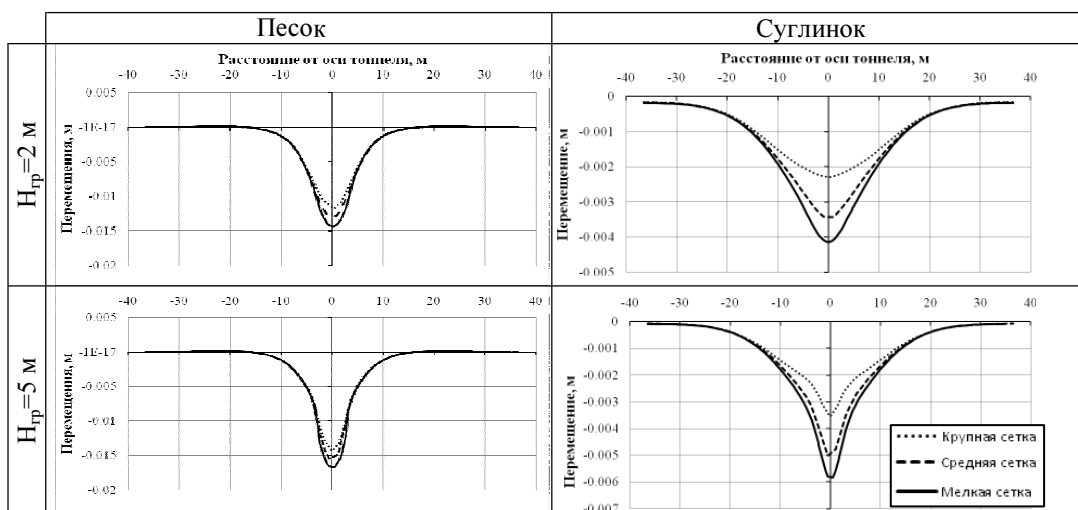


Рисунок 6. Влияние дискретности сетки на вертикальные перемещения грунта

мелкой (дискретность меняется примерно в 4 раза) максимальные перемещения песка увеличились на 20 %, а суглинка - на 60...90 %. Для горизонтальных перемещений грунта влияние дискретности сетки сравнительно мало. При увеличении дискретности сетки в 4 раза, максимальные горизонтальные перемещения увеличиваются не более чем на 30 %.

На основании выполненных расчетов можно сделать вывод, что с увеличением дискретности сетки вертикальные и горизонтальные перемещения грунта увеличиваются, причем для суглинка существенно больше, чем для песка.

3. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Одной из причин неточностей прогноза перемещений грунтового массива при проходке тоннелей, выполняемого с использованием современных программ, реализующих численные методы, является недостаточное внимание к вопросу выбора «спорных» неоднозначно выбираемых расчетных параметров создаваемой модели.

Их неправильный выбор может привести к занижению или завышению прогнозируемых перемещений грунта и, как следствие, повреждению или необоснованному назначению защиты существующих объектов.

Для предотвращения подобных ситуаций выбор «спорных» параметров на каждом объекте должен выполняться на основе имеющегося опыта сопоставления результатов прогнозных расчетов и мониторинга, с учетом имеющихся грунтовых условий.

Следует обращать особое внимание не только на правильный выбор вида и параметров модели грунта, но и на то, что чувствительность к неточностям этого выбора существенно зависит от вида и состояния грунта (см. табл. 3).

Внедрение современных программ в практику геотехнических расчетов необходимо сопровождать комплексными исследованиями по повышению точности и достоверности расчетов, в результате которых должны быть разработаны соответствующие рекомендации.

Таблица 3. Сравнительная степень влияния расчетных факторов на перемещения грунта

Факторы	Вертикальные перемещения		Горизонт. перемещения	
	Песок	Суглинок	Песок	Суглинок
Модель грунта				
Глубина поля				
Ширина поля				
Дискретн. сетки				
	- сильное влияние			
	- существенное влияние			
	- слабое влияние			

ЛИТЕРАТУРА

- Гарбер В.А., Кашко А.А., Панфилов Д.В., Лукин А.А. О прогнозировании осадок земной поверхности при сооружении тоннелей на основе двухмерной постановки задачи // *Прогрессив. конструктивно-технолог. решения для тоннеле- и метростроения в России*: Науч. тр. / ЦНИИС. М., 2004, вып. 221, с. 139-150.
- Петрухин В.П., Исаев О.Н. Проходка коллаторного тоннеля с монолитно-прессованной бетонной обделкой в Москве. *РАСЭ. Том XII*. М., 2008, с. 257-270.
- Рекомендации по определению допустимости дополнительных деформаций городских подземных инженерных коммуникаций, находящихся в зоне влияния строительства (реконструкции) подземных и заглубленных объектов. *НИИОСП*. М., 2009.
- Liang F.Y., Yao G.S. & Li J.P. Effects of soil stratification on the tunneling-induced ground movements. *Proc. of the 6th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Shanghai. 2008, pp. 541-546.
- Zhenyang D. Ground movement associated with microtunneling. *Louisiana Tech University*. Louisiana. 2001.

Опыт крепления котлованов в условиях плотной застройки

Коновалов П.А., Кисин Б.Ф. (НИИОСП им. Н.М.Герсевича, Москва, Россия)

Еремин В.Я., Еремин А.В., Татулин А.Ю. (фирма РИТА, Москва, Россия)

Сарафанов Н.В., Сигута Ю.В. (МИИТ, Москва, Россия)

Минасенко А.Н. ("АрхСтрой-Комплекс", Ростов-на-Дону, Россия)

АННОТАЦИЯ: Опыт использования грунтовых анкеров при строительстве глубоких котлованов, с размещением корней верхнего яруса анкеров в просадочных грунтах и последующей забивкой свай, а также в сухих песках, в условиях плотной застройки.

ОПЫТ КРЕПЛЕНИЯ КОТЛОВАНОВ В УСЛОВИЯХ ПЛОТНОЙ ЗАСТРОЙКИ

Необходимость устройства глубоких котлованов в стеснённых условиях существующей застройки и в непосредственной близости от существующих фундаментов потребовала интенсивного внедрения анкерного крепления. Если раньше, при устройстве котлованов малых размеров, удавалось ограничиться сооружением традиционных распорных конструкций, то ограждения больших котлованов практически невозможно выполнить без устройства анкеров [1]. Более 25 лет прошло после публикации [1], однако, актуальность анкерного крепления не уменьшилась. За последние 20 лет число автомобилей в Москве увеличилось более чем в 4 раза, превысив 3 млн. Для парковки автомашин строятся 1...6 этажные подземные автостоянки. Для размещения подземных автостоянок необходимы глубокие котлованы, выполнить которые без крепления бортов невозможно. Для крепления бортов глубоких котлованов на период строительства применяются различные типы ограждающих конструкций, которые чаще всего крепят распорками, подкосами и грунтовыми анкерами.

Применяемые на стройках Москвы подкосы и распорки, обеспечивая надежное



Рис. 1. Пр-т Маршала Жукова, подкосы в котловане глубиной 12 м.

крепление бортов котлована, не создают предварительного обжатия грунта за его контуром, мешают производству работ в котловане, усложняют разработку грунта, возведение подземной части зданий и увеличивают продолжительность строительства, исключают возможность использования копров для погружения забивных свай в котловане. Заказчики и строители, испытывавшие на "себе" недостатки анкерного и "преимущества" других видов крепления бортов глубоких котлованов, добиваются применения анкеров.



Рис. 2. Ново-Даниловская набережная, д. 8. Устройство свай в котловане, закреплённом распорками, выполнялось с уровня дна промежуточного котлована, до устройства распорок. Объём бросового бурения и бетона на этом объекте составил 3560 м и 356 м³ соответственно. Фото вверху – разработка грунта под распорками из труб, на переднем плане видны верхние части свай, ломаемые экскаватором. Фото внизу – вид свайного поля, изготовленного со дна промежуточного котлована, после разработки грунта.



Грунтовые анкеры позволяют использовать всю площадь котлована для производства работ. Наиболее эффективны предварительно напряжённые анкеры, так как они, ещё до приложения внешней нагрузки создают в грунте напряжённое состояние [2], повышают внутреннее трение и консолидацию, увеличивают давление между частицами грунта, повышают сопротивление сдвигу.

Конструкция грунтовых анкеров, после выхода [1; 2] принципиально не изменилась.



Рис.3. Для снижения стоимости строительства вместо анкеров верхнего яруса иногда предусматривают растяжки. Эффективность такого решения "нулевая", что хорошо видно на фотографии. Растяжка не имеет натяжения, огибает колодец. До того как растяжки включатся в работу, вся нагрузка будет восприниматься ниже расположенными грунтовыми анкерами. Перегруженные анкера должны выдержать дополнительную нагрузку, тогда зачем растяжки?



Рис.4. Улица Архитектора Власова. Борт котлована глубиной 15 м, закреплённый грунтовыми анкерами.



Рис.5. Пр-т Маршала Жукова. Анкерное крепление стены в грунте, усилие в анкере 80 тс, глубина котлована 18 м.

При устройстве котлованов в условиях плотной застройки часто поднимается вопрос, можно ли устанавливать анкера под здания. Распространяются слухи, что когда анкер натягивают, за корнем анкера образуется полость, в которую может "провалиться" дом. По Российскому законодательству собственнику здания принадлежит пространство над зданием и под зданием. Но Воздушный кодекс ограничил собственника "сверху", иначе самолётам негде будет летать, а Закон о недрах, ограничил собственника "снизу", всё, что глубже 5 м от поверхности земли, принадлежит государству, и если собственник задумает, например, сделать подземный гараж большей глубины, то должен получить соответствующее разрешение. Грунтовые анкеры для крепления котлованов являются временными конструкциями и нужны, пока не возведена подземная часть здания и не засыпаны пазухи в котловане. При засыпке пазух анкерные тяги могут быть демонтированы. На время «работы» анкеров заказчик получает разрешение на временное пользование недрами – сервитут.

Характерным примером устройства котлована в окружении зданий исторической застройки (старше 100 лет) может служить объект в Большом Кисловском переулке, д. 4., крепление бортов котлована глубиной 12 м в сухих песках выполнено грунтовыми анкерами-РИТ в 2 яруса.

Оптимальным было бы решение с тремя ярусами анкеров, но размещение перекрытий в подземной части здания не позволило этого сделать. Ограждение котлована было



выполнено из свай-РИТ, армированных жёсткой арматурой, двутавровые балки 24М, со спиральной навивкой, в последующем балки использовались как элемент наружных стен подземной части здания. Борта котлована покрасили цементным молоком, чтобы было видно появление трещин. К сожалению, невозможно разместить все фотографии поэтапного выполнения работ.



Рис.6. Расстояние до зданий на отдельных участках котлована было менее 1 м.

В глубоких котлованах изготавливают сваи, используя щадящие технологии, не создающие динамических воздействий на анкерные конструкции. В котлованах глубиной более 10 метров, борта которых закреплены грунтовыми анкерами, как правило, не забивают сваи, т.к., от динамических воздействий, возникающих при забивке свай, изменяется напряженно-деформированное состояние грунта в зоне корней грунтовых анкеров.

Были разработаны конструкция и технология устройства анкерного крепления бортов котлованов глубиной до 15 м, обес-

печивающие возможность забивки свай в котловане. Успешную проверку технология прошла на ряде объектов в Москве [3] на строительстве жилого комплекса по адресу Ленинский проспект 125-127 в 2003 г. были впервые в Москве забиты сваи в котловане глубиной 8,0 м, борта которого закреплены грунтовыми анкерами-РИТ. Установленные грунтовые анкеры показали хорошие результаты, что позволило в дальнейшем осуществить анкерное крепление более глубоких котлованов на улице Сельскохозяйственная, д.16. Борта котлована периметром 258 м были закреплены трубами диаметром 325х8 мм длиной 14...15 м, погружаемыми в пробуренные скважины и 194 грунтовыми анкерами-РИТ длиной 17 м, длина корня 7 м, устанавливаемыми в 1-2 яруса под углом 20° к горизонту. Забивку свай начали сразу, как только была открыта часть котлована до проектной отметки, позволившая разместить копер. Установка последних 62 анкеров совмещалась с забивкой свай.

На улице Академика Анохина д. 26, в котловане глубиной 12 м, а с учётом прионерного котлована - 15 м, было установлено 699 анкеров-РИТ. Корни нижнего яруса анкеров размещались в разжижаемых супесях. Более подробно описано в [3].



Рис.7. Ул. Академика Анохина, д. 26. В котловане глубиной до 15 м идет забивка свай, борта закреплены грунтовыми анкерами-РИТ. Корни нижнего яруса в разжижаемых супесях.

Применялись предварительно напрягаемые камуфлетные анкера-РИТ стержневой конструкции, из винтовой арматурной стали St 950/1050 диаметром 32 мм. Анкера устанавливались в скважины диаметром 180 мм. В корне анкера формировали 8...9 камуфлетных уширений диаметром 200...250 мм электрическими разрядами импульсного тока (РИТ) высокого напряжения.



Рис.8. Ленинский пр-т, д. 114, Монтаж анкерной тяги длиной 22 м в верхнем ярусе анкеров, будущего котлована глубиной 14 м.

В Ростове-на-Дону при строительстве на косогоре котлована глубиной до 14 м было выполнено крепление грунтовыми анкерами. Экспертизу проекта выполнял НИИОСП им. Н.М. Герсееванова. Корни верхнего яруса анкеров размещались в просадочных грунтах 1 группы. После установки анкеров в котловане было забито 2600 свай. Грунтовые анкера-РИТ выдержали очередной экзамен на надёжность.

Весь период, пока сказывалось динамическое воздействие от забивки свай на анкерное крепление, осуществлялся мониторинг перемещений анкерных тяг. Перемещения анкеров в самой глубокой части котлована не превысили 22 мм, что в 2 раза ниже расчётных. Перемещения трёх анкеров в зоне замачивания просадочного грунта превысили расчётные на 26 мм. Грунт был замочен за счет протечек из не вынесенного за пределы котлована коллектора (на рис. 9 на центральном снимке закрыт сеткой, подвешен к распределительному поясу верхнего яруса анкеров).



Рис. 9. Ростов-на Дону, на пересечении улиц Красноармейской и Сиверса в откосе глубиной до 14 м был вырыт котлован, борта которого закреплены грунтовыми анкерами. После чего в котловане было забито 2600 свай длиной по 12 м (общее свайное поле представлено на трех фотографиях).

Российский ГОСТ 14098-91 [4] допускает сваривать арматуру классов А–VI, А–V, Ат–VI, Ат–V с выполнением соответствующих требований. После проведения серии положительных испытаний сварных соединений винтовой арматурной стали St 1050/950 (производство Германии) все анкерные тяги в Ростове-на-Дону были изготовлены сварными. Анкерная тяга изготавливалась из двух стержней арматуры класса А500С соответствующего диаметра, в зависимости от расчётного усилия в анкере, обеспечивающего по прочности проведение испытаний с коэффициентом 1,2, к ней приваривали "хвост" из винтовой арматуры диаметром 26,5 мм сталь St 1050/950. Сварные соединения успешно выдержали статические испытания и динамические воздействия при забивке свай. Данное техническое решение позволило отправить на объект меньший объём винтовой арматуры St 1050/950, нарезанную кусками длиной по 1,5 м, и использовать имеющуюся на месте арматуру класса А500С.



Рис.10. Вид анкерной тяги временного анкера после её установки в скважину, верхний пояс ещё не смонтирован (забирка разобрана для фотографирования).

Опыт применения анкеров при креплении котлована в сухих песках, в условиях плотной застройки, с размещением анкеров под существующими зданиями, а также, опыт использования грунтовых анкеров при строительстве котлована глубиной до 14 м с размещением корней верхнего яруса анкеров в просадочных грунтах и последующей забивкой свай, может быть использован специалистами геотехниками.

Использованная литература:

1. Смородинов М.И. 1983. Анкерные устройства в строительстве. - М.: Стройиздат. -184с.
2. Вишневский П.Ф. Современные методы анкерного крепления в строительстве. –М.: Воениздат, 1981. – 246 с.
3. Еремин В.Я., Парфенов Е.А., Драницын А.В. Анкерное крепление глубоких котлованов, устойчивое к динамическим воздействиям./ Механизация строительства. 2007, № 3, с. 23-25.
4. ГОСТ 14098-91 Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры.

Отсечные экраны из грунтоцементных свай для защиты зданий при строительстве коммуникационных тоннелей.

Н.С. Никифорова, Д.А. Внуков

НИИОСП им. Н.М. Герсегова, г. Москва, Российская Федерация

АННОТАЦИЯ: Устройство отсечных экранов – разделительных стенок – между подземной выработкой, устраиваемой закрытым способом, например, щитовой проходкой, и существующими зданиями является эффективным видом защитных мероприятий. В настоящей статье рассматриваются отсечные экраны изготовленные по струйной технологии, которая в последнее время применяется в Москве для защиты зданий и сооружений при освоении подземного пространства.

1. ВВЕДЕНИЕ

Реконструкция и прокладка новых коммуникационных тоннелей (коллекторов диаметром 2,5÷4,0 м и глубиной заложения от поверхности земли до 12,0 м), в том числе сервисных, в крупных городах для вновь возводимых объектов с подземной частью, предполагает обеспечение защиты существующей застройки, попадающей в зону влияния строительства. Устройство отсечных экранов – разделительных стенок – между подземной выработкой, прокладываемой закрытым способом, например, щитовой проходкой, и существующими зданиями является эффективным видом защитных мероприятий. Отсечные экраны могут отличаться по типу конструкций (сплошные стенки и с разрывами, например из «стены в грунте», железобетонных свай, стальных труб) и способу их устройства (из буровых свай, в том числе буросекущихся, бурокасательных, бурозавинчиваемых и грунтоцементных; выполняемых методом компенсационного нагнетания – геотехнический барьер). Выбор типа отсечных экранов зависит от ряда факторов: инженерно- и гидро- геологических условий площадки строительства, удаленности здания от коллектора, насыщенности грунтового массива коммуникациями и от величины «технологической осадки», то есть осадки зданий, вызванной устройством отсечного экрана.

Сопоставляя данные натурных измерений осадок зданий, результаты математического моделирования по конечно-элементной программе PLAXIS в плоской постановке задачи, полученные авторами эмпирические зависимости осадок зданий от относительной удаленности и заглубленности коллекторов, проходимых щитами с открытым забоем, с дополнительными предельными деформациями для длительно эксплуатирующихся зданий, авторы разработали рекомендации по выбору отсечных экранов (Nikiforova, N S & Vnukov, D A, 2004). На их основе РААСН была составлена таблица 7.2 (Руководство по комплексному освоению подземного пространства крупных городов, 2004) по применению отсечных экранов из бурозавинчиваемых свай. В последние годы в Москве для защиты зданий и сооружений при освоении подземного пространства стала применяться струйная технология. В связи с этим следует разработать рекомендации по применению отсечных экранов из грунтоцементных свай.

2. ПРИМЕНЕНИЕ ЭКРАНОВ ИЗ ГРУНТОЦЕМЕНТНЫХ СВАЙ

В настоящее время отсечные экраны из грунтоцементных свай применяются не только для уменьшения величин деформаций зданий в зоне влияния прокладки тоннелей, но и для предотвращения упуска водо-

насыщенного песка в забой коллектора, а также для снижения деформаций грунтового массива при выходе щита из камеры и при входе в нее. Эффективность применения отсечных экранов из грунтоцементных свай не достаточно исследована в рыхлых водонасыщенных песках и в слабых глинистых грунтах, относящихся к III типу инженерно-геологических условий в г. Москве (Никифорова Н.С., Автореф. ... докт. дисс., М., 2008 г.).

2.1. Отсечные экраны из грунтоцементных свай в рыхлых водонасыщенных песках

Применение отсечных экранов из грунтоцементных свай в рыхлых водонасыщенных песках для защиты существующей застройки была изучена авторами при строительстве коллектора методом щитовой проходки на ул. Грузинский вал для объекта: «Транспортная развязка, многоярусный подземный гараж-стоянка с торговым комплексом на площади Тверской Заставы» в Москве. Следует отметить, что строительство коллектора на глубине 4 м от поверхности земли в насыпных грунтах, толщиной слоя в отдельных местах более 5 м, с включениями строительного мусора, и в подстилающих их рыхлых водонасыщенных песках, с применением ТПК Lovat RME 163 SE в городе Москве производилось впервые, и трасса тоннеля рассматривалась НИИОСПом как экспериментальная площадка. Несмотря на то, что фирма «Lovat» гарантировала коэффициент перебора грунта 1,78, Институт предположил, что его значения будут больше и поэтому выполнил прогнозные расчеты осадок зданий для двух значений коэффициента перебора грунта 1,78 и 3,0. Для двух зданий, расположенных по трассе коллектора, были рекомендованы отсечные экраны глубиной 10...12 м из комбинации трубобетонных и грунтоцементных свай (рис.1, 2).

Отсечные стенки изготавливались следующим образом: сначала устраивались трубобетонные сваи - производилось бурение лидерных скважин Ø180мм с шагом 400 мм, в них погружались стальные трубы Ø159х6мм, внутренняя полость труб заполнялась цементно-песчаным раствором, затем между трубобетонными сваями выполнялись грунтоцементные сваи диаметром 700 мм - производилось бурение прямым ходом

лидерных скважин Ø110мм до проектной глубины, затем на обратном ходе осуществлялась струйная цементация.



Рис. 1. Устройство отсечного экрана из грунтоцементных свай вблизи здания по адресу: ул. Грузинский вал, д. 11, стр.5.

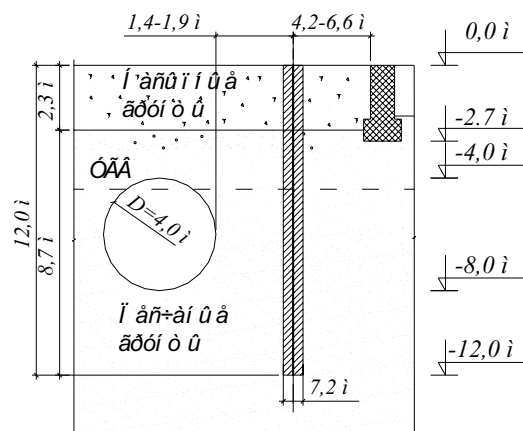


Рис.2. Взаимное расположение коллектора, отсечного экрана из грунтоцементных свай и фундамента здания по адресу: ул. Грузинский вал, д. 11, стр.5.

При устройстве отсечных экранов и щитовой проходке коллектора проводились наблюдения за техническим состоянием конструкций зданий и осадками оснований

их фундаментов по установленным геодезическим маркам в цокольной части. Измеренная осадка зданий от устройства отсечных экранов составила 1...3 мм, а от проходки коллектора щитовым методом - 2...5 мм, при этом предельная дополнительная величина осадок для указанных зданий составляет 10,0 мм, согласно Таблице 14.1 (МГСН 2.07-01). Развития в конструкциях зданий существующих и появления новых дефектов в период строительства коллектора по результатам наблюдений отмечено не было.

2.2. Отсечные экраны из грунтоцементных свай в слабых глинистых грунтах

С 2002 по 2003 гг. проводилось строительство щитовым методом коммуникационного коллектора для Лефортовского тоннеля вдоль Лефортовской набережной параллельно Северному и Южному корпусам МГТУ им. Н.Э. Баумана.

Коллектор прокладывался щитом диаметром 2,56 м на расстоянии 6,0...8,0 м от здания и на глубине 3,5 м от поверхности земли. Щитовая проходка проводилась под слоем насыпных грунтов толщиной 3,5 м в супесях и суглинках пластичной и мягкопластичной консистенции.

Здание по адресу: Лефортовская набережная, д.5 (МГТУ им. Баумана – Северный корпус), постройки начала 50-х гг. XX века, 6-ти этажное, кирпичное, с внутренним каркасом из ж/б колонн и металлических ригелей, без подвала на ленточном железобетонном фундаменте глубиной заложения – 1,40м. На данном участке строительства коллектора на расстоянии 1,4...2,8 м от здания был устроен отсечной экран глубиной 7,0 м из двух рядов грунтоцементных свай диаметром 1200 мм, при этом ряд со стороны трассы коллектора армировался металлическими трубами диаметром 219 мм (рис. 3).

Предельная дополнительная осадка здания составляет 10 мм, согласно Таблице 14.1 (МГСН 2.07-01). В рамках расчетного блока геотехнического мониторинга было проведено математическое моделирование геотехнической ситуации на объекте по программе Plaxis под руководством к.т.н. И.В. Колыбина. Результаты расчетов показали, что величина дополнительной осадки фундаментов здания от устройства коллектора без

отсечной стенки составляет 25 мм, а с отсечной стенкой – 7,0 мм. Средняя измеренная осадка от устройства отсечного экрана составила – 8,0 мм, от устройства коллектора – 4,0 мм.

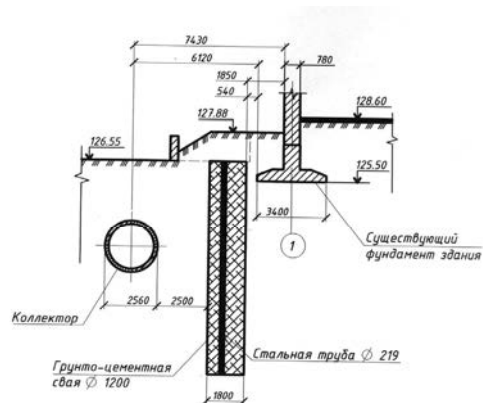


Рис.3. Взаимное расположение коллектора, отсечного экрана из грунтоцементных свай и фундамента здания Северного корпуса МВТУ им. Баумана.

Таким образом, применение отсечного экрана из грунтоцементных свай вдоль Северного корпуса МВТУ им. Баумана позволило снизить деформации основания фундаментов здания в 2 раза от проходки коллектора щитовым методом в слабых глинистых грунтах.

3. АНАЛИЗ ГЕОТЕХНИЧЕСКОЙ СИТУАЦИИ

Как и при строительстве коллектора в слабых глинистых грунтах вдоль Северного и Южного корпусов МВТУ им. Баумана на Лефортовской набережной для автодорожного тоннеля на участке третьего транспортного кольца, так и в рыхлых водонасыщенных песках на трассе коллектора вдоль ул. Грузинский вал отсечные экраны из грунтоцементных свай позволили предотвратить сверхнормативные деформации оснований существующей застройки.

Геодезические измерения показали, что величина технологической осадки оснований зданий в зоне влияния строительства коллекторов при устройстве отсечных экранов из грунтоцементных свай в грунтах III типа составляет 3...8 мм (рис.4).

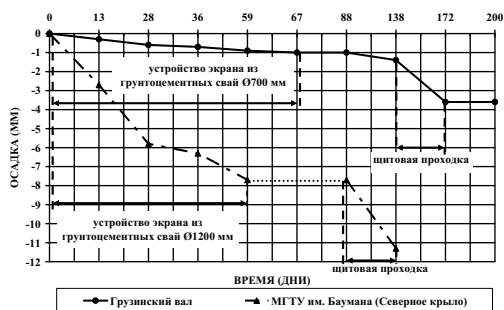


Рис. 4. Графики осадок оснований фундаментов зданий на улице Грузинский вал и Лефортовской набережной от устройства отсечных экранов из грунтоцементных свай и щитовой проходки коллекторов.

Авторами было установлено, что величина технологической осадки основания фундаментов зданий на улице Грузинский вал и Лефортовской набережной от устройства отсечных экранов из грунтоцементных свай в рыхлых водонасыщенных песках и слабых глинистых грунтах зависит от следующих параметров (рис. 5):

- Расстояния от здания до отсечного экрана;
- Диаметра грунтоцементных свай.

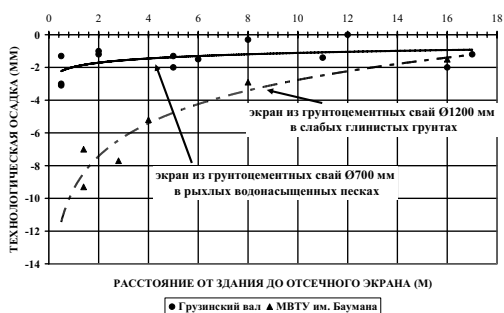


Рис. 5. График зависимости осадок оснований фундаментов зданий на улице Грузинский вал и Лефортовской набережной от расстояния до устраиваемых отсечных экранов из грунтоцементных свай Ø700 и 1200 мм.

Расчет технологической осадки основания фундамента здания от устройства отсечного экрана из грунтоцементных свай можно произвести по следующим эмпирическим формулам, описывающим кривые осадок на рис. 5:

- для грунтоцементных свай Ø1200 мм в слабых глинистых грунтах:

$$S = 3 \cdot \ln(r) - 10, \quad (1)$$

- для грунтоцементных свай Ø700 мм в рыхлых водонасыщенных песках:

$$S = 0,5 \cdot \ln(r) - 2, \quad (2)$$

где S – технологическая осадка в мм; r – расстояние от здания до отсечного экрана в м.

4. ВЫВОДЫ

1. Устройство отсечных экранов из грунтоцементных свай в рыхлых водонасыщенных песках и слабых глинистых грунтах при строительстве коллекторов методом щитовой проходки позволяет снизить величины деформаций оснований зданий до нормативных значений.
2. Установлено, что величина технологической осадки оснований фундаментов зданий от устройства отсечных экранов зависит от диаметра грунтоцементных свай и расстояния до здания, и составляет в среднем 3...8 мм в грунтах III типа инженерно-геологических условий в г. Москве.
3. Получены эмпирические зависимости для определения технологической осадки основания фундаментов здания от устройства отсечного экрана из грунтоцементных свай Ø700 мм в рыхлых водонасыщенных песках и Ø1200 мм слабых глинистых грунтах.
4. Применение отсечных экранов из грунтоцементных свай может рассматриваться как противоаварийное мероприятие на случай упуска водонасыщенных песков в забой щитовой проходки.

5. ЛИТЕРАТУРА

- Nikiforova, N S & Vnukov, D A. 2004. The use of cutoff of different types as a protection measure for existing buildings at the nearby underground pipelines installation. Proc. of International Geotechnical Conference dedicated to the Year of Russia in Kazakhstan, Almaty, Kazakhstan, pp 338-342.
- Руководство по комплексному освоению подземного пространства крупных городов. Российская академия архитектуры и строительных наук.- М., 2004.-206 с.
- Никифорова Н.С., Автореф.докт. дисс. «Закономерности деформирования оснований зданий вблизи глубоких котлованов и защитные мероприятия». М., 2008 г.
- МГСН 2.07-01. Московские городские строительные нормы «Основания, фундаменты и подземные сооружения». Москомархитектура, Москва – 2003 г.

Опыт геомониторингового обеспечения техносферной безопасности при инженерном освоении и эксплуатации подземного пространства мегаполиса

Н.А. Перминов

ПГУПС, г. Санкт-Петербург, Россия

С.В. Ломбас

ГУП «Ленгипроинжпроект», г. Санкт-Петербург, Россия

А.Н. Перминов

НИПИЦ «Транспецстрой», г. Санкт-Петербург, Россия

АННОТАЦИЯ: На основании многолетнего опыта строительства, реконструкции и эксплуатации подземной инженерной инфраструктуры мегаполиса, разработана концепция, принципы формирования и функционирования системы геомониторингового обеспечения техносферной безопасности инженерных подземных сооружений. В одних случаях она может быть успешно применена при инженерном освоении подземного пространства мегаполиса, когда необходимо обеспечить охрану градостроительной среды от отрицательного технического воздействия. В других - наоборот, обеспечить сохранность возводимого подземного точечного или линейного сооружения от изменения условий воздействия градостроительной среды или других политехногенных факторов.

1. СИСТЕМА ГЕОМОНИТОРИНГОВОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ ТЕХНОСФЕРНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ ИНЖЕНЕРНЫХ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Техносферная безопасность призвана обеспечить устойчивость инженерных сооружений градостроительной среды к внешним воздействиям, с одной стороны, и разработку превентивных мероприятий для исключения отрицательных воздействий на градостроительную среду в результате нарушения штатных эксплуатационных режимов функционирования инженерных систем.

Инженерная инфраструктура Санкт-Петербурга развивается в условиях возрастающих требований к экологии и рациональному использованию земельных ресурсов. При инженерном освоении подземного пространства такого мегаполиса особую актуальность имеют разработки комплексных мероприятий по охране градостроительной среды от отрицательного техногенного воздействия. К таким разработкам относится геомониторинговое обеспечение техносферной безопасности.

Опыт проектирования, строительства и эксплуатации уникального комплекса очистных сооружений Санкт-Петербурга показал необходимость создания таких систем.

Известно, что комплекс отвода и отчистки сточных вод Санкт-Петербурга включает более 110 подземных насосных станций. Канализационные коллекторы, диаметром от 1,5 до 4,5 м имеют развитую сеть более 300 км и заглублены от 15 до 80м. Возраст их 35-45 лет, проложены они в основном в одну нитку и имеют значительную степень износа. Главные насосные станции (ГНС) совместно с другими инженерными сооружениями при заглублении в грунт до 70 м и при сечении до 2000-3000 тыс. м² имеют площадь контакта боковой поверхности с грунтом до 150-200 тыс. м², пересекают несколько (до пяти и более) водоносных горизонтов и существенно воздействуют на градостроительную среду. По данным анализа [1] почти в 60% случаев деформации городской застройки обусловлены соседним строительством и влиянием инженерных систем.

По заданию ГУП "Водоканал Санкт-Петербурга" в институте "Ленгипроинжпроект" совместно с ПГУПС разработана система геомониторингового обеспечения техносферной безопасности. В настоящее время идет поэтапное ее внедрение на строительстве и эксплуатации подземных инженерных сооружений города.(см.рис.1).

Научно-производственной базой для апробации и внедрения разработанных институтом решений является постоянный и надёжный партнёр научно-производственная фирма «Транспецстрой».

Основой для формирования пространственно-временной структуры геомониторинга и условий его функционирования являются: 1 - программы комплексных расчетов и прогнозов изменения инженерно-геологических условий и НДС геомассива при различных режимах возведения сооружения; 2 - система технических средств инструментальных наблюдений и контроля изменения отдельных элементов системы "сооружение-геомассив"; 3 - информационно-измерительная система сбора, обработки, хранения и идентификации параметров (данных) наблюдений и контроля; 4 - комплекс геотехнологических методов целенаправленного воздействия на массив грунта и сооружение.

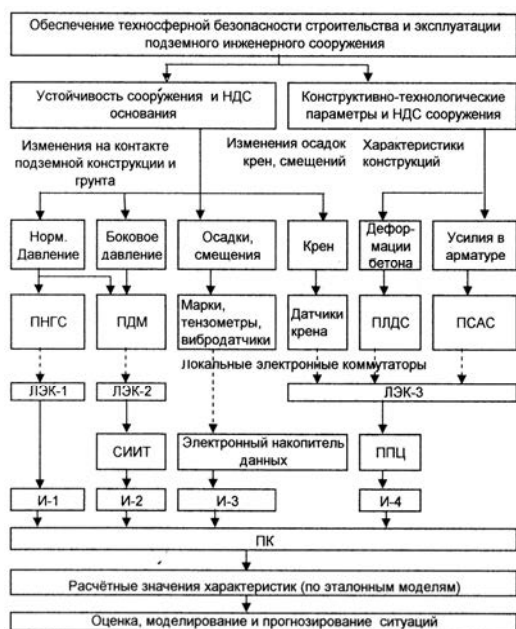


Рис. 1. Система геомониторингового обеспечения техносферной безопасности строительства и эксплуатации подземных инженерных сооружений

2. ОПЫТ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ТЕХНОСФЕРНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ПУТЁМ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ГЕОМОНИТОРИНГА ПРИ ИНЖЕНЕРНОМ ОСВОЕНИИ И ЭКСПЛУАТАЦИИ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА МЕГАПОЛИСА

На основе результатов натурных и расчетно-экспериментальных работ разработана

и испытана комплексная система геотехнического обеспечения погружения опускных колодцев диаметрами 50 и 66 м при строительстве очистных сооружений в Санкт-Петербурге. Прорезаемая толща грунтов для объектов мониторинга характеризуется следующим: верхняя толща представлена четвертичными напластованиями до глубины 14,0-25,0 метров (пески пылеватые средней плотности, водонасыщенные $E=11$ МПа, $C=0$ МПа, $\varphi=30^\circ$; супеси пылеватые пластинные $E=4$ МПа, $C=0,01$ МПа, $\varphi=15^\circ$; суглинки пылеватые слоистые текучепластичные $E=9$ МПа, $C=0,025$ МПа, $\varphi=16^\circ$; суглинки пылеватые полутвёрдые с гравием, галькой $E=14$ МПа, $C=0,028$ МПа, $\varphi=28^\circ$), нижняя – кровлей протерозойских глин дислоцированных твёрдых ($E=19$ МПа, $C=0,04\div 0,06$ МПа, $\varphi=18-21^\circ$).

В состав этой системы включены три комплекса: контрольно-измерительный комплекс; комплекс оценки и передачи сигналов для управления технологическими процессами; комплекс оперативного влияния на технологические процессы.

Измерительный комплекс (см. рис. 2-4) обеспечивал контроль пространственного положения, перемещения контура оболочки колодца и массива грунта. Он включал приборы пространственного ориентирования (светодальномеры, объёмные отражатели, датчики измерения углов крена).

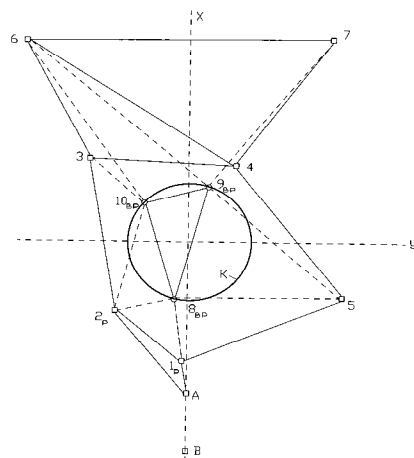


Рис.2. Схема плановой сети геомониторинга: К – контур колодца; А,В – тригонометрические пункты; 1р,2р – исходные пункты построения тригонометрической сети; 3-7 – постоянные пункты тригонометрической сети; 8вр,9вр,10вр – временные пункты на внутренней стене колодца.

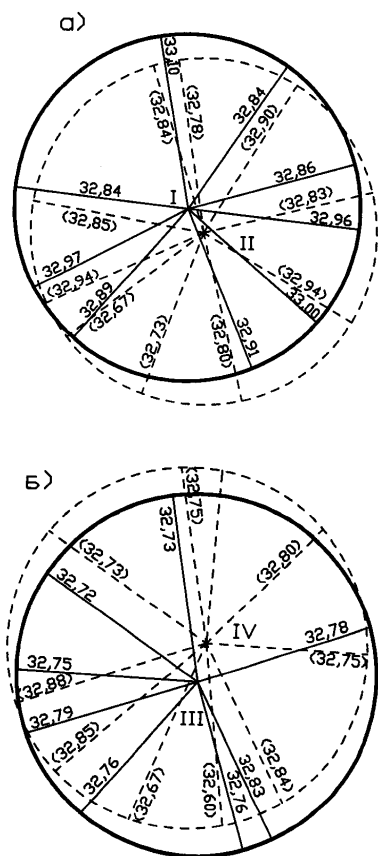


Рис.3. Изменение радиуса R и смещение центра окружности колодца O по мере его погружения на глубину H: а,б-соответственно 6-й и 7-й ярусы бетонирования, расстояние от банкетки до верха яруса 34,5 и 40,5м; I-для H=17м R=32,93м, Мх,у=0,067м (сентябрь); II-для H=29м R=32,85м, Мх,у=0,05м (декабрь); III-для H=25м R=32,75м, Мх,у=0,048м (ноябрь); IV-для H=29м R=32,76м, Мх,у=0,067м (декабрь); O(I-II)=0,108м; O(III-IV)=0,234м

Подсистема КНДС обеспечивала контроль параметров, характеризующих поведение системы "сооружение-геомассив" (см. рис. 5), а именно: напряженно-деформированное состояние грунта, оцениваемое по результатам измерений контактных давлений, порового давления и перемещений грунта (осадок); напряженно-деформированное состояние материала конструкции, включая бетон и арматуру; крены сооружения и осадки грунтов на "активной" территории. Первичные преобразователи устанавливались в расчетных

сечениях по контуру и ярусам.

Комплексы дискретно-непрерывной регистрации показаний датчиков включали в себя цифровой портативный периодомер ПЦП-1; электронный коммутатор на 20 каналов; контроллер (автономное интерфейсное устройство) - К1-20; пульты дистанционного управления контроллеров; блок питания; соединительные кабели (контроллер ПЦП, контроллер коммутатор, блок питания контроллер, контроллер ПК, блок питания аккумулятор, ПЦП коммутатор, контроллер-ПДУ, коммутатор-датчики).



Рис.4 Мониторинг при строительстве крупногабаритного опускного колодца КНС г.Санкт-Петербурга

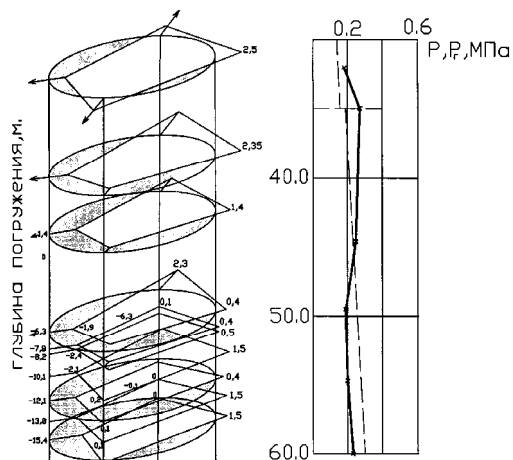


Рис.5. Объемная эпюра "пиковых" горизонтальных напряжений "n" при погружении колодца "n"= R_p / R_r , где R_p -экспериментальные "пиковые" значения давления грунта, R_r -расчетные значения давления грунта [2]

На этапах возведения, отмеченных прогнозом наибольшими осложнениями («рисковыми» ситуациями), путем численных расчетов выбирались технически возможные геотехнологические методы: изменения НДС геомассива в основании сооружения или по боковой поверхности, устройство лидирующих скважин, снижение трения с помощью электроосмоса.

Мониторингом установлено очень важное обстоятельство: пиковые значения горизонтальных напряжений в момент «крена» превышают расчетные значения в 2,3-2,5 раза [2]. Это может вызывать появление микротрещин в бетоне конструкции, что неизбежно повлечет нарушение гидроизоляции сооружения. Данное обстоятельство отмечалось после 10-15 летней эксплуатации ГНС комплекса очистных сооружений г. Санкт-Петербурга.

3. ОПЫТ ГЕОМОНИТОРИНГОВОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ ТЕХНОСФЕРНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ИНЖЕНЕРНЫХ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ В ЗОНЕ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО ВЛИЯНИЯ НАДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Для оценки состояния линейных подземных сооружений - коллекторов при проведении строительных работ в зоне геотехнического влияния разработана система контроля деформации и смещения конструкций. Система предназначена для мониторинга состояния объектов и состоит из следующих подсистем: 1 - подсистема автоматизированного геодезического контроля, подключённой к базовой станции GPS; 2 - подсистема непрерывного контроля напряжённо-деформированного состояния (КНДС) конструкций тоннельного коллектора; 3 - подсистема оценки вибродинамической устойчивости коллектора; 4 - подсистема контроля смещения оси линейного сооружения на выбранной базе и динамики раскрытия трещин.

Данная система была успешно испытана на ряде объектов инженерной инфраструктуры таких, как «Проведение мониторинга за состоянием канализационного коллектора при устройстве свайного поля и нагружении свай в зоне строительства комплекса "Шкиперский рынок", «Проведение мониторинга за состоянием канализационного коллектора при строительстве и реконструкции ком-

плекса зданий и сооружений «Биржевой комплекс», «Проведение мониторинга за состоянием конструкций кирпичного свода коллектора по адресу: пересечение Конногвардейского бульвара и проезда Декабристов при выполнении работ по противоаварийным мероприятиям», «Проведение мониторинга за состоянием канализационного коллектора №24 в зоне геотехнического влияния строительства ОДЦ «Охта-центр».

Исследование колебательного процесса коллектора осуществлялось с помощью комплектов датчиков СМ-3КВ, установленных в своде коллектора и позволяющих записывать амплитуду и частоту колебаний. Применение датчиков этого типа позволяет регистрировать колебания с амплитудой от 0,5 мкм до 2000 мкм, с частотой от 2 до 200 Гц при погрешности не более 10%. Датчики практически не реагируют на наводки внешнего поля, имеют устройство для температурной компенсации и хорошую гидроизоляцию, что позволяет записывать колебания даже в воде, характеризуются минимальным взаимным влиянием (до 5% ортогональных колебаний). Принципиальная схема регистрации колебаний представлена на рис. 6.

В комплект включены три датчика, позволяющих записывать вертикальную и две горизонтальные (ортогональные) составляющие амплитуд колебаний.

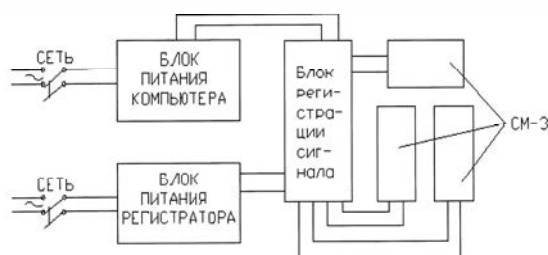


Рис 6. Схема регистрации колебаний в своде коллектора

Мониторинг колебаний проводился непрерывно в период проведения строительных работ, связанных, например, с забивкой свай в непосредственной близости от коллектора или с возведением подземной части строящегося объекта.

Обработка результатов велась по каждой составляющей амплитуд колебаний. В результате были получены средние и макси-

мальные вероятные значения амплитуд колебаний. Уровень вероятности во всех случаях составил 0,995.

При проведении мониторинга за состоянием канализационного коллектора при устройстве свайного поля и нагружении свай в зоне строительства комплекса "Шкиперский рынок" анализ полученных результатов показал, что максимальные амплитуды смещений и скорости смещений грунта при изменении расстояния от источника колебаний описывается по степенной зависимости. Так, например, при устройстве свай на расстоянии $6 \div 8$ м от точки исследования максимальные амплитуды смещения $A_{\max}$ и скорости смещения $V_{\max}$ соответственно составляли: $30 \div 70$ мкм и $0,11 \div 0,15$ см/с, а при удалении на расстояние $20 \div 25$ м они снижались до уровня $1 \div 2$ мкм и $0,012 \div 0,045$ см/с, т.е. уменьшались в $25 \div 30$ раз.

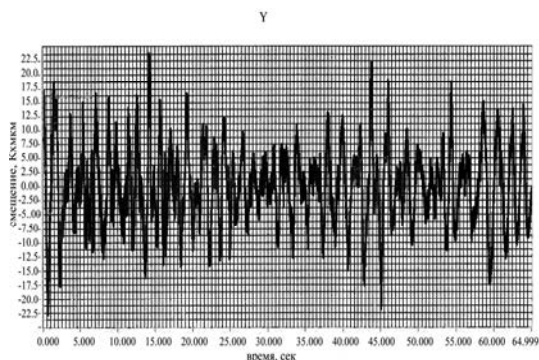


Рис 7. Характерные записи колебательного процесса обделки коллектора



Рис 8. Монтаж измерительной аппаратуры для геомониторинга коллектора

Данные, полученные при мониторинге свидетельствовали о том, что в случае

устройства свай по щадящей технологии с устройством лидерной скважины за критическое расстояние её местопогружения следует считать удаление от ближайшей точки коллектора в диапазоне $L = 6 \div 10$ м.

Для обеспечения этого условия была разработана конструкция свайного основания, воспринимающая внешнее воздействие от строящегося над коллектором многоярусного торгового центра.

Было установлено, что работы, которые проводились на строительной площадке по устройству свайного поля в зоне трассы коллектора создавали определённый активный фон внешних динамических нагрузок, величина которых выше фоновых, но ниже требований инструкции и норм. Под воздействием этих нагрузок в конструкциях не возникали значительные инерционные процессы, следствием которых могли бы являться колебания системы «конструкция коллектора – грунтовый массив» в целом, раскрытию старых трещин и образованию новых.



Рис 9. Вибродатчик СМ-3КВ, установленный в своде коллектора

Для обеспечения устойчивости аварийного коллектора по адресу пересечение Конногвардейского бульвара и проезда Декабристов была разработана конструкция разгружающего арочного экрана и проведено усиление кирпичного свода коллектора структурным армированием. Анализ полученных результатов мониторинга позволил сделать вывод об увеличении жёсткости свода коллектора: после устройства противоаварийных мероприятий периоды собственных колебаний коллектора по ортогональным осям изменились соответственно с 0,12 с и 0,54 с до 0,07 с и 0,19 с, т.е. на $35 \div 58$ %.

Контроль смещения оси линейного сооружения на выбранной базе и динамика раскрытия трещин осуществлялась с помощью датчиков линейного перемещения магнито-стрикционного типа BTL5-T110-V0050-P-103 с чувствительностью 1 микрон. Подсистема включала базовый блок-контроллер, блок связи, датчики со степенью защиты IP, специализированное программное обеспечение. Структура всей подсистемы позволяла без затруднений расширять её возможности, как по интервалу измеряемых смещений, так и по числу каналов измерения. Информация, поступающая с датчиков с заданным интервалом опроса, накапливалась в блоке памяти.

Критерием сохранности конструкции служат предельно допустимые деформации и предельно допустимые колебания коллектора, обеспечивающие виброустойчивость вмещающего коллектор массива грунта. Предельно допустимые деформации и величины допускаемых смещений в зависимости от длины деформируемого участка тоннельного коллектора рассчитывались по программе Robot Structural Analysis Professional2009 для различных участков коллектора (см. рис. 10).

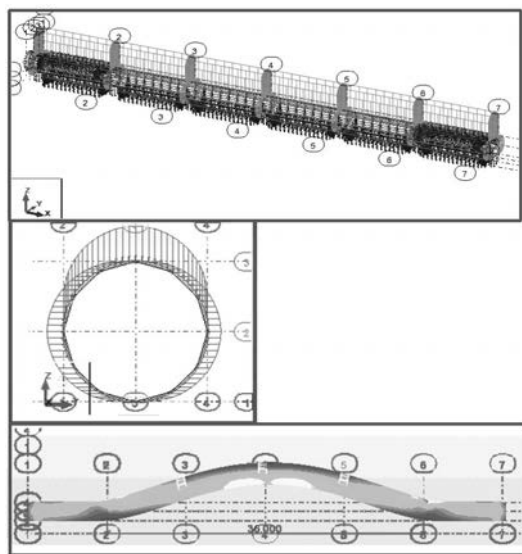


Рис 10. Фрагмент расчётной схемы определения предельно допустимых деформаций коллектора

Мониторингом предусматривалось, чтобы значения смещений обделки коллектора не превышали расчётных значений, представленных на графике (см. рис 11).

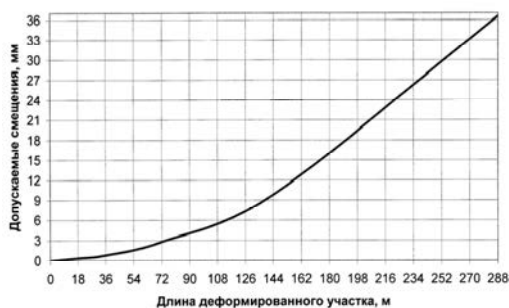


Рис 11. Величины допускаемых смещений обделки коллектора в зависимости от длины деформируемого участка

Данная система использована при мониторинге тоннельного коллектора в зоне геотехнического влияния строительства ОДЦ «Охта-центр».

Концепция геомониторингового обеспечения техносферной безопасности строительства и эксплуатации, принципы её формирования и функционирования призваны обеспечить надежность, безопасность и экономичность строительства подземных сооружений. В одних случаях они могут быть успешно применены при инженерном освоении подземного пространства мегаполиса, когда необходимо обеспечить охрану градостроительной среды от отрицательного технического воздействия. В других - наоборот, обеспечить сохранность возводимого подземного точечного или линейного сооружения от изменения условий воздействия градостроительной среды или других политехногенных факторов, нарушающих условия техносферной безопасности.

4. ЛИТЕРАТУРА

- Perminov N.A. 1997. Comprehensive geotechnical support for the construction of large edifices as part of St.Petersburg. *Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites*, Viggiani (ed.)-1997 Balkema, Rotterdam, ISBN 9054108711
- Perminov N.A., Lombas S.V. 2004. Complete geotechnical and monitoring services for the construction of the underground structures in a megapolis. *Geotechnical problems on construction of large –scale and unique projects*. Proceedings Of International Geotechnical Conference dedicated to the Year of Russia in Kazakhstan 23-25 September 2004, Almaty, Kazakhstan. ISBN 9965-25-409-5 Edited by academic of NAN RK, Dr.Sc., Professor Sh.M. Aitalyev and Dr.Sc.,Professor A. Zhusupbekov.

Деформация здания в результате разработки траншеи под тепломагистраль и технологическая осадка при укреплении его основания

И.К. Попсуенко, Д.Б. Миронов
НИИОСП им. Н.М. Герсевича, Москва, РФ

АННОТАЦИЯ: В результате разработки траншеи под тепломагистраль жилое 8-этажное здание претерпело деформации, достигающие 40-45 мм. По результатам длительных (в течении 440 дней) наблюдений построен график осадок фундаментов жилого дома во времени, на котором видны отдельные участки, характеризующие явления происходящие в грунтах: первичное сжатие, технологическая осадка при укреплении грунтов основания и их ползучесть на различных этапах. Применена методика прогнозирования осадок с использованием модели грунта Мора-Кулона и ползучести слабого грунта (Soft soil creep model SSCM). На основе анализа мониторинга осадок здания определены основные параметры модели SSCM. Получена возможность определения осадки здания как в его исторический период существования, так и впоследствии.

В настоящее время в условиях стесненности строительства в мегаполисе – в Москве весьма актуальной задачей является прогнозирование развития осадок зданий во времени при устройстве вблизи них выемок. В июне 2008г. вблизи 8-этажного кирпичного дома № 3 по Малому Демидовскому переулку в г. Москве производилась откопка траншеи для устройства тепломагистрали. Расстояние от стены до края траншеи, глубиной 4м, составило 2м. Крепление котлована должным образом не было произведено, в результате чего здание получило осадку, по приближенной оценке равную 20-30мм. Наблюдения за осадкой начали производиться через 1-1,5 месяца после её начала. График развития осадок наиболее характерной марки №8 приведен на рис. 1.

В инженерно-геологическом отношении площадка сложена до глубины 8,1-8,6 м песчаным грунтом, УГВ находится на глубине 5,4м. Непосредственно под подошвой ленточного фундамента дома, шириной 1,8 м, с давлением под подошвой 333кПа, глубиной заложения 3,4 м находятся рыхлые пески (ИГЭ- 3а) мелкие влажные, насыщенные водой, толщиной слоя 1,6м. Ниже залегают пески (ИГЭ-3б) мелкие, пылеватые, малой степени водонасыщения и насыщенные водой, средней плотности, толщиной слоя 3,7м, подстилаемые суглинками (ИГЭ-5) полутвердыми, толщиной 3,4-5,5м. Для

укрепления основания здания был разработан и реализован проект инъекции суспензии «Микродур» в основании здания под фундаментом глубиной 2,5 м. Всего под торец здания общей длиной 10,0 м было инъецировано 30т суспензии «Микродур» марки R-X/Eplus в течении 30 дней.

Анализ графиков осадок здания по маркам 6-10 показывает, что в начальный период наблюдений с 24.08.2008г. по 24.09.2008г. (30 дней) происходит осадка здания от влияния отрывки вблизи торца здания траншеи для тепломагистрали. В этот период осадку здания можно трактовать как первичное уплотнение вновь образовавшейся структуры песчаного грунта под фундаментом в результате смещения грунтов основания в сторону выемки. Такое смещение может сопровождаться разрыхлением песка в результате его дилатансии, а также механической суффозии. Последующая длительная осадка с 30 дня (24.09.2008г.) по 267 день наблюдений можно квалифицировать, как осадку вторичного уплотнения в результате объемной ползучести песков основания. Начиная с 267-го дня и по 325-й день было произведено укрепление песков основания фундаментов деформированного здания суспензией «Микродур». В результате закачки суспензии «Микродур» пески основания вновь приобрели новые свойства: произошло их интенсивное увлажнение,

произошло также временное на период твердения «Микродур» уменьшение трения между частицами песка, вследствие проникновения между ними более мелких увлажненных частиц суспензии.

Осадка в период с 267 по 325 день наблюдений носит характер ползучести. В этот период деформации ползучести предположительно развиваются в пределах глубины массива грунта (ИГЭ- 3а), укрепляемого микродуром. Затем после затвердевания микродура происходит перераспределение давления от фундаментов на глубине через укрепленный массив на подстилающий грунт (ИГЭ-3б), где также происходит первичное уплотнение – на графиках осадки это видно, как некий перегиб графика осадки, начиная с 325-го дня, с которого происходит вторичная осадка уплотнения – ползучесть подстилающих грунтов.

Для численного моделирования описанных явлений использован программный комплекс PLAXIS 8.2 Brinkgreve, R.B.J., (2002г.) с комбинированным использованием моделей грунта Мора-Кулона для расчета в стадии первичного уплотнения и модели ползучести слабого грунта (SSCM) для расчета осадок ползучести.

Всего было рассмотрено девять расчетных стадий, включающих стадии первичного уплотнения грунта, на которых поведение грунта описывалось моделью Мора-Кулона и стадии ползучести, имеющих следующие продолжительности: стадия 2 - 30 дней, стадия 4 – 237 дней, стадия 7 -58 дней и стадия 8 – 108 дней.

Параметр модели ползучести слабого грунта - C_α , определен нами исходя из обратного пересчета осадок ползучести по формуле [Kerry Rowe, R.и др.(2000г.)]:

$$S = D \cdot C_\alpha \cdot \log\left(\frac{t}{t_p}\right) \quad (1)$$

где S- в нашем случае наблюдаемая осадка ползучести на каждой из стадий расчета, приведенных в таблице 1; D-толщина слоя грунта, в котором происходит ползучесть, принятая для стадий 4,7 и 8 равной 2,5м, как глубина наиболее интенсивного изменения полных вертикальных расчетных давлений под фундаментом по графику для 1-й стадии расчета (историческая осадка); C_α – индекс ползучести определяемый из формулы (1);

t_p - время окончания первичного уплотне-

ния, принятое по графику рис.1 равным для стадий 2, 3 - 30 дней, для стадий 7 и 8 соответственно - 8 и 7 дней.

Таблица 1

№ ста ди и	Наимено- вание расчетной стадии	Расчетные характеристики сжимаемости и ползучести грунтов			
		E_{ref} (кПа)	C_c	C_s	C_α
1	Историче- ская осадка здания	3а-3,6·10 ⁴ 3б-4,5·10 ⁴ 5-6,25·10 ⁴	-	-	-
2, 3	Осадка фундамента от первично- го уплотне- ния грунтов в результате устройства и засыпки траншеи вблизи дома	те же	-	-	-
4, 5	Осадка фундамента в результате ползучести грунта ИГЭ- 3а (237 дней)	-	0,0383	0,0077	0,0008
6, 7	Осадка ползучести укрепленного грунта суспензией «Микродур» (первичное уплотнение – 8дней, ползучесть – 58 дней)	-	0,0197	0,0039	0,0036
8, 9	Осадка ползучести грунта 3б, подстилаю- щего грунта, укрепленного «Микродур» (первичное уплотнение – 7дней, ползучесть - 108 дней)	$E_{ref}=$ $M_c=$ 7,0·10 ⁴ (спра- вочно)	0,0306	0,0061	0,0006

Другой параметр модели SSCM индекс сжимемости - C_c определен для грунтов 3а, 3б и обратным пересчетом из формулы, связывающей его с модулем деформации грунта M_c [Kerry Rowe, R.и др.(2000г.)]:

$$M_c = \frac{(1 + e_0) \cdot \sigma}{0,435 \cdot C_c} \quad (2)$$

где σ - действующее давление под подошвой фундамента. Параметры моделей на всех стадиях расчета и результаты расчетов приведены в таблице 1. По результатам расчетов здание претерпевает историческую осадку фундамента (1-ая стадия, табл. 1) равную 32,18мм. От начала устройства траншеи и ее обратной засыпки в течении 30 дней фундамент дает дополнительную осадку от первичного уплотнения вновь образовавшейся структуры песчаного грунта равную 44,17мм. В последующие 237 дней (стадия 4, табл. 1) осадка фундамента здания увеличивается на 2,36мм в результате ползучести грунтов, интенсивность которых наблюдается до глубины 2,5м ниже подошвы фундамента (см. по тексту выше). В процессе укрепления песков основания фундамента дома путем закачки суспензий «Микродур» осадка, характеризующая первичным уплотнением в течении 8 дней и последующей ползучестью грунтов в течении 58 дней увеличивается на 7,48мм.

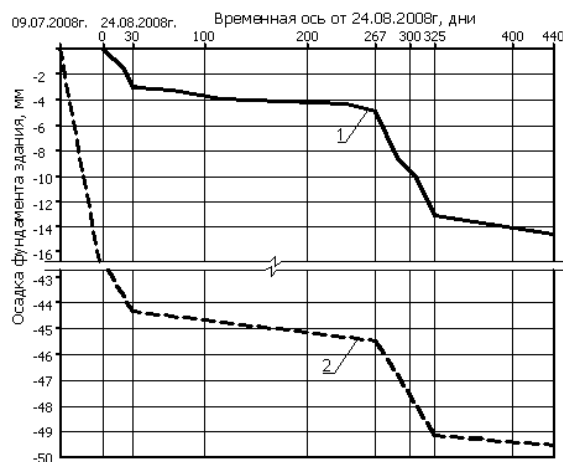


Рис. 1 Графики осадки для точки №8

1-фактическая осадка фундамента от начала наблюдений; 2-расчетная осадка фундамента без величин исторической осадки. 09.07.2008г. – начало отрывки траншеи; 24.08.2008г. – начало наблюдений.

После перераспределения напряжений в укрепленных песчаных грунтах основания дома и затвердевания суспензии «Микродур» фундамент дает осадку равную 1,47мм в результате первичного уплотнения грунтов

в течении 7 дней, залегающих ниже отметки закачки суспензии, а также в результате ползучести этих грунтов продолжительностью 108 дней (стадии 8 и 9, табл. 1). На рис.1 приведены расчетные и фактические кривые осадок в зависимости от времени для точки № 8. Расчетная схема моделируемого фундамента представлена на рис. 2.

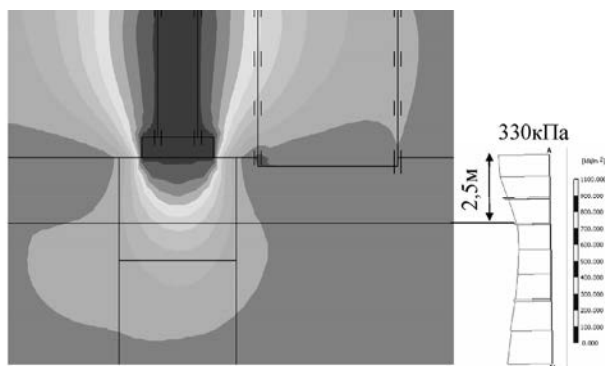


Рис. 2 Расчетная схема и эпюра напряжения

Анализ графика показывает, что общая расчетная осадка здания превышает наблюдаемую, что вполне объяснимо, т.к. расчетом PLAXIS определена историческая осадка здания, полная осадка здания от влияния прокладки тепломагистральной, а наблюдения за домом начались лишь спустя 1-1,5мес после ее начала, что позволило зафиксировать наблюдениями лишь заключительную часть осадки от разработки траншеи. Характер графиков расчетной и фактической осадки совпадает, что свидетельствует о правильно выбранных расчетных параметрах модели грунтов.

Наиболее интересными следствиями выполненных расчетов по результатам частичных наблюдений осадок оказались возможности определения исторической (полной) осадки здания и прогнозирования развития осадки здания в последующие периоды, когда наблюдения за ним будут отсутствовать. Для уточнения данной методики прогнозирования осадки желательны лабораторные длительные компрессионные испытания параметров SSCM грунтов с целью определения индексов сжимаемости C_c , ползучести C_α , и набухания C_s и сопоставление их значений с полученными по описанной выше методике, а также исследова-

ния прочностных и деформационных характеристик укрепленных микродуром грунтов.

ЛИТЕРАТУРА

- Brinkgreve, R.B.J. 2002. «PLAXIS. Руководство пользователя» 2D – Версия 8.2., pp. 350;
Kerry Rowe, R. 2000. «Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook», pp. 1088.

Комплексный анализ результатов геотехнического мониторинга на площадке строительства подземного сооружения на пл. Восстания в Санкт-Петербурге

В.М. Улицкий, К.Г. Шашкин, А.Г. Шашкин
НПО “Геореконструкция”, Санкт-Петербург, Россия

Ма-Нин
Харбин, Китай

АННОТАЦИЯ: Доклад посвящен результатам натурных наблюдений за деформациями ограждения глубокого котлована, устраивавшегося по технологии top-down, и окружающей застройки. Приводится анализ натурных измерений, выполнено сравнение с результатами расчетов.

Весьма важным для развития подземного строительства в условиях слабых грунтов представляется опыт, накопленный на одном из самых крупных подземных сооружений в Санкт-Петербурге, возведенном на пл. Восстания в 2009 году.

На пятне застройки размерами в плане 137×87 м устроен подземный объем глубиной до 14 м для размещения подземного паркинга и технических помещений, а сверху него – многоэтажное коммерческое здание. Объем подземной части составил 117.5 тыс. м³, часть подземного пространства имеет 3 этажа с глубиной 11.0 м, а часть – четыре этажа с глубиной 13.5 м. Регулярная сетка колонн 16×8.1 м позволила применить известную за рубежом технологию top-down для обеспечения неподвижности ограждающих стен котлована. Площадка двумя сторонами вплотную примыкает к исторической застройке, а двумя другими выходит на городские магистрали. Инженерно-геологические условия площадки характерны для центральной части Петербурга (рис. 1).

При определении параметров ограждения котлована и системы распорных креплений в условиях плотной городской застройки решающим является обеспечение ее допустимых дополнительных деформаций. Для условий Санкт-Петербурга территориальные нормы ограничивают осадку соседней застройки от всей суммы техногенных воздействий за весь период строительства

значением 2...3 см.

Выбор конструкции и технологии ограждения котлована должен осуществляться таким образом, чтобы минимизировать осадки окружающей застройки как при устройстве самого ограждения, так и при откопке котлована.

Технология вдавливания для шпунта мощного поперечного сечения практически неприменима, а вибропогружение оказывает динамическое воздействие на грунты основания, приводящее к существенным дополнительным осадкам. Применяя шпунт, как правило, невозможно достичь жесткости, эквивалентной стене в грунте толщиной более 70 см.

Для данной площадки достаточно очевидным решением являлся выбор монолитной стены в грунте в качестве ограждающей конструкции с четырьмя уровнями распорных перекрытий, выполняемых по технологии top-down.

В представленном на экспертизу проекте подземного сооружения на пл. Восстания в качестве ограждения котлована было выбрано шпунтовое ограждение из шпунта типа HZ сортамента фирмы Arcelor длиной 24 м (с размещением нижнего конца шпунта в относительно податливых моренных отложениях с модулем деформации 9...12 МПа). Было предусмотрено высокочастотное вибропогружение шпунта.

По нашей оценке при реализации про-

ектного решения осадки соседних зданий должны были составить не менее 10 см из-за недостаточной жесткости шпунтового ограждения, недостаточной его длины, а также из-за технологических воздействий

при погружении шпунта. Данная оценка базировалась на результатах натурных экспериментов, выполненных на соседней площадке у Московского вокзала в идентичных грунтовых условиях [3].

Номер ИГЭ	Геологический индекс	Наименование грунта	Глубина подошвы слоя, м	Мощность слоя, м	Абс. отметка подошвы, м
1	t IV	Насыпной грунт – песок и супесь, перемешанные со строительным мусором	2.40	2.4	3.95
2	m, l IV	Песок пылеватый, с прослоями супеси, плотный и средней плотности, насыщенный водой с примесью органических веществ	4.80	2.40	1.55
3		Супесь пылеватая, до суглинка, текучая до пластичной, с прослоями песка, местами с примесью органических веществ	8.00	3.20	-1.65
5	lg III	Суглинок тяжелый пылеватый, кое-где до легкого пылеватого. прослоями глины, текучий, ленточный	13.00	5.00	-6.65
6		Суглинок легкий пылеватый, кое-где до тяжелого пылеватого, текучепластичный до текучего, слоистый	15.10	2.10	-8.75
7	g III	Суглинок легкий пылеватый до супеси, мягкопластичный до тугопластичного, с гнездами и линзами песка	21.80	6.70	-45.45
8		Суглинок легкий пылеватый до супеси, тугопластичный до полутвердого, с гнездами и линзами песка	31.00	18.80	-24.65
9		Супесь пылеватая до песчанистой, пластичная, с гнездами и линзами песка, с гравием	32.50	2.50	-26.15

Рис. 1. Характерная геологическая колонка грунтовых условий площадки.

Эксперты, заказчик и подрядчик пришли к аналогичным выводам [1, 2]. Тем не менее, авторы проекта не прислушались к доводам оппонентов и пошли по пути усиления соседних зданий и введения слоя закрепленного грунта. При этом, к сожалению, ни на одном из этих направлений не была достигнута необходимая степень безопасности соседней застройки.

Одно из соседних зданий было пересажено на наклонные буроинъекционные сваи типа «Титан» с центральным армированием. Как известно в наклонных сваях возникают изгибающие моменты, величина которых возрастает по мере увеличения осадки здания [5]. Несущая способность сваи по материалу при изгибе составляла порядка

2 кНм. Уже при осадках около 5 мм в такой свае возникают моменты, превышающие несущую способность по материалу, образуется 2 пластических шарнира и свая исключается из работы.

Усиление другого соседнего здания сваями не состоялось из-за отказа его владельца. В связи с этим авторы проекта внесли в документацию изменения, заменив шпунтовое ограждение в примыкании к этому зданию на монолитную стену в грунте толщиной 1 м. Весьма примечательно, что в итоге осадки неусиленного здания оказались ниже осадок усиленного, что подтверждает вывод о неработоспособности наклонных свай с центральным армированием.

На данной площадке выполнялись испы-

тания наклонных свай, объединенных ростверком. Из испытаний был сделан неверный вывод о работоспособности свай по материалу, в то время как в действительности проводились испытания несущей способности свай по грунту.

Закрепление слоя грунта толщиной 3 м ниже дна котлована по струйной технологии авторы проекта предложили выполнить фрагментарно (рис. 2). При проектировании параметров слоя закрепленного грунта необходимо учитывать его реальную деформативность, которая (как и для любой распорной системы) зависит от расстояния между ограждающими конструкциями, сжимаемости материала и толщины закрепленного слоя. Согласно расчетам слой закрепленного грунта толщиной около 3 м с модулем деформации порядка 400 МПа при ширине котлована 87 м получает сжатие 4 см, что приводит к сверхнормативным осадкам окружающей застройки. Для получения желаемого результата (перемещение

ограждения, а, следовательно, и осадка не более 2 см) необходимо увеличивать толщину закрепленного слоя вдвое. Очевидно, что такое закрепление грунта становится экономически неэффективным. Эффективность фрагментарного закрепления грунта распорной системы еще более сомнительна.

Проектные решения базировались на результатах расчетов, выполненных в программе PLAXIS, с использованием модели Кулона-Мора. Как известно недостатком этой модели является некорректный учет деформаций грунта при разгрузке. В результате этой особенности в расчетах получается аномальное поднятие дна котлована, в которое вовлекается окружающий массив грунта, что приводит к псевдоэффекту снижения расчетных осадок окружающих зданий. При этом по расчетам авторов проекта соседние здания получали дополнительную осадку 3 см, превышающую предельно допустимую для зданий 2 и 3 категории технического состояния.

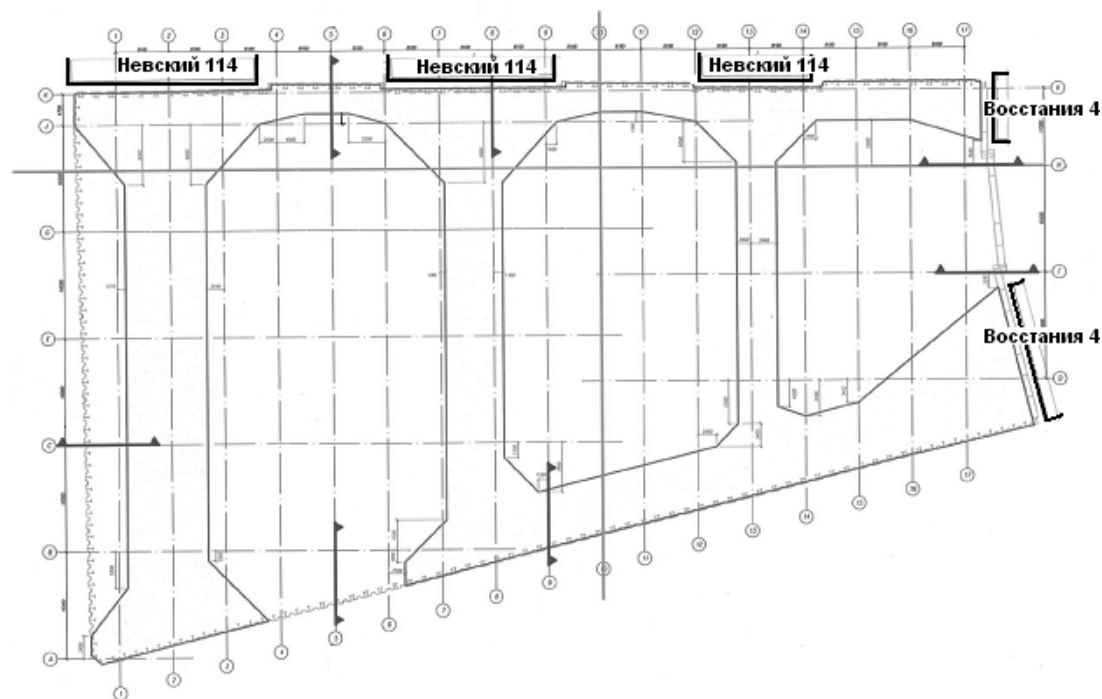


Рис. 2. Расположение зон грунта, закрепленного по технологии jet-grouting.

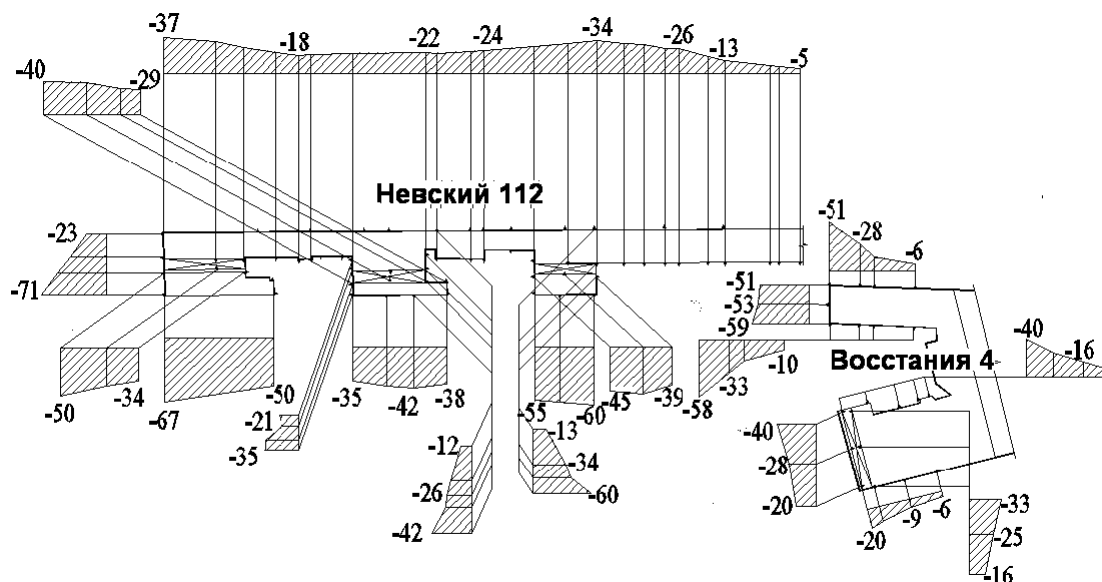


Рис. 3. Эпюры развития осадок соседних зданий на момент, предшествующий откопке котлована.

Таким образом, проект устройства подземного сооружения изначально содержал следующие недостатки:

1. Опасность развития технологических осадок на стадии вибропогружения шпунта;
2. Недостаточная жесткость и длина ограждения котлована;
3. Неэффективное усиление фундаментов соседних зданий;
4. Неэффективное использование закрепления грунта по струйной технологии.

На этапе вибропогружения шпунта, который выполнялся одновременно с устройством свай и баретт, дополнительные осадки соседних зданий вдвое превысили допустимые петербургскими нормами пределы и достигли 62 мм (рис. 3).

Согласно выполненным нами расчетам конечных деформаций при откопке котлована соседние здания могли получить дополнительный прирост осадок свыше 100 мм. При осадках порядка 200 мм в Санкт-Петербурге было разобрано несколько известных зданий: на Невском пр. у гостиницы «Невский Палас», на Мичуринской ул. д. 8, дома 26 и 30 на Лиговском пр. Очевидно, что на рассматриваемой площадке риск подобного развития событий становился вполне реальным.

К сожалению, заказчик и проектировщик не разделяли мнения оппонентов о потенциальной опасности проектного решения и

приложили усилия для реализации проекта на строительной площадке без изменений.

В условиях, когда подрядчик не мог ни изменить проектное решение, ни отказаться от его реализации единственной возможностью избежать опасности разрушения соседней застройки оставалось использование эффекта развития деформаций грунтов во времени. Очевидно, что понятие «конечная деформация» может быть отнесено только к некоторому отдаленному моменту времени. Каждый этап откопки котлована занимает вполне определенное время, в течение которого конечные деформации массива грунта могут не успеть реализоваться. За это время можно попытаться успеть включить в работу очередной диск перекрытий.

При рассмотрении процесса развития деформаций во времени чрезвычайно важно отметить влияние расструктурирования грунта на скорость развития деформаций. Как известно, слабые глинистые грунты обладают ярко выраженным свойством тиксотропии. При техногенных воздействиях грунт может утрачивать структурные связи, превращаясь из твердообразного тела в жидкообразную среду. При разработке котлована на данной площадке нами выполнялись исследования работы образцов грунта ненарушенной структуры. В лабораторных опытах было зафиксировано принципиальное различие в поведении образцов нарушенной и ненарушенной структуры [см.

нашу статью по испытаниям в сборнике трудов данной конференции]. Грунты естественного сложения отличаются существенно более медленной реакцией на внешние статические воздействия, их деформации развиваются на несколько порядков медленнее, чем в грунтах нарушенной структуры.

Очевидно, что степень нарушения природной структуры грунта после вибропогружения шпунта и устройства свай и баретт на данной площадке можно было оценить путем устройства опытного котлована. Однако проектировщик отказался от этого, в результате чего площадка в целом стала местом проведения рискованного эксперимента.

В сложившейся ситуации нами совместно с подрядчиком была выработана следующая тактика, базирующаяся на анализе результатов мониторинга.

По измерениям деформаций массива грунта в период откопки первого и второго яруса подземного сооружения оценивались реальные реологические характеристики грунтов. На этих этапах угроза существованию соседней застройки еще не проявлялась. Обратным расчетным анализом данных измерений определялись реологические параметры расчетной модели работы грунта. Расчеты выполнялись с использованием вязко-упруго-пластической модели программы FEM models [6]. Далее строился прогноз развития деформаций на последую-

щих этапах откопки с учетом максимально возможной скорости производства работ. Прогноз развития деформаций окружающей застройки, сделанный нами в мае 2009 г по результатам первого этапа откопки, приведен на рис. 5 (кривая 1). В рамках плоской задачи слой закрепленного грунта моделировался сплошным слоем с усредненными характеристиками, хотя в реальности он был выполнен фрагментарно. Изгиб инклинометров в месте устройства слоя закрепленного грунта на начальных этапах позволял надеяться на его включение в работу. Исходя из поведения грунтов при откопке первых двух ярусов, был дан прогноз, что при условии завершения откопки котлована за 300 дней приrost осадок окружающих зданий составит 4 см, а с учетом неизбежного последствия (поскольку развитие осадок грунта не может остановиться мгновенно) – 5 см.

Следует признать, что ожидание работоспособности слоя закрепленного грунта было неоправданным. На первых этапах откопки котлована лента закрепленного грунта вдоль шпунта работала как «якорь», увеличивающий сопротивление на сдвиг. На последующих этапах откопки, очевидно, это сопротивление было преодолено и дальнейшее развитие деформаций приблизилось к расчетной кривой без учета закрепления грунта (рис. 5).

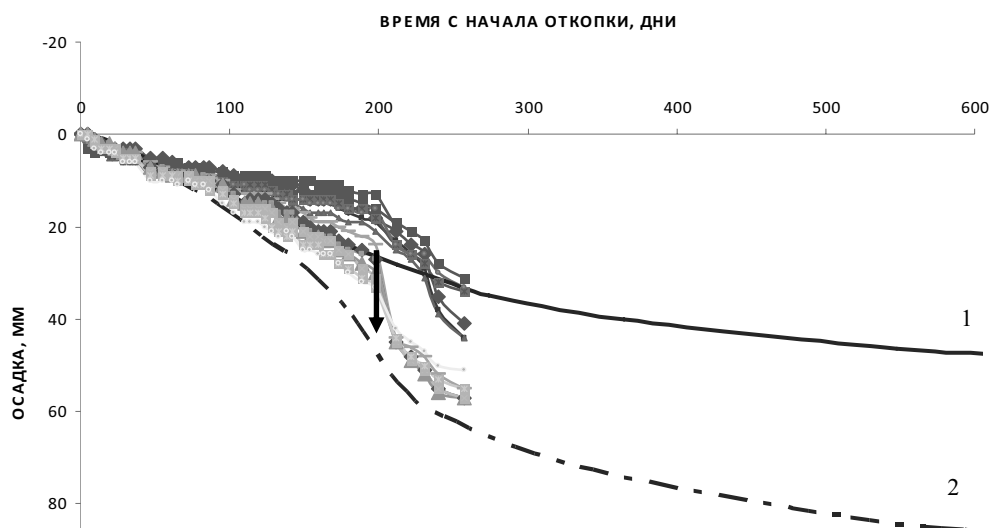


Рис. 5. Сопоставление данных расчета и результатов наблюдений по результатам прогноза с учетом слоя закрепленного грунта (май 2009 г., кривая 1) и без учета закрепления грунта (кривая 2). Стрелкой показано вероятное время превышения сопротивления участка закрепленного грунта.

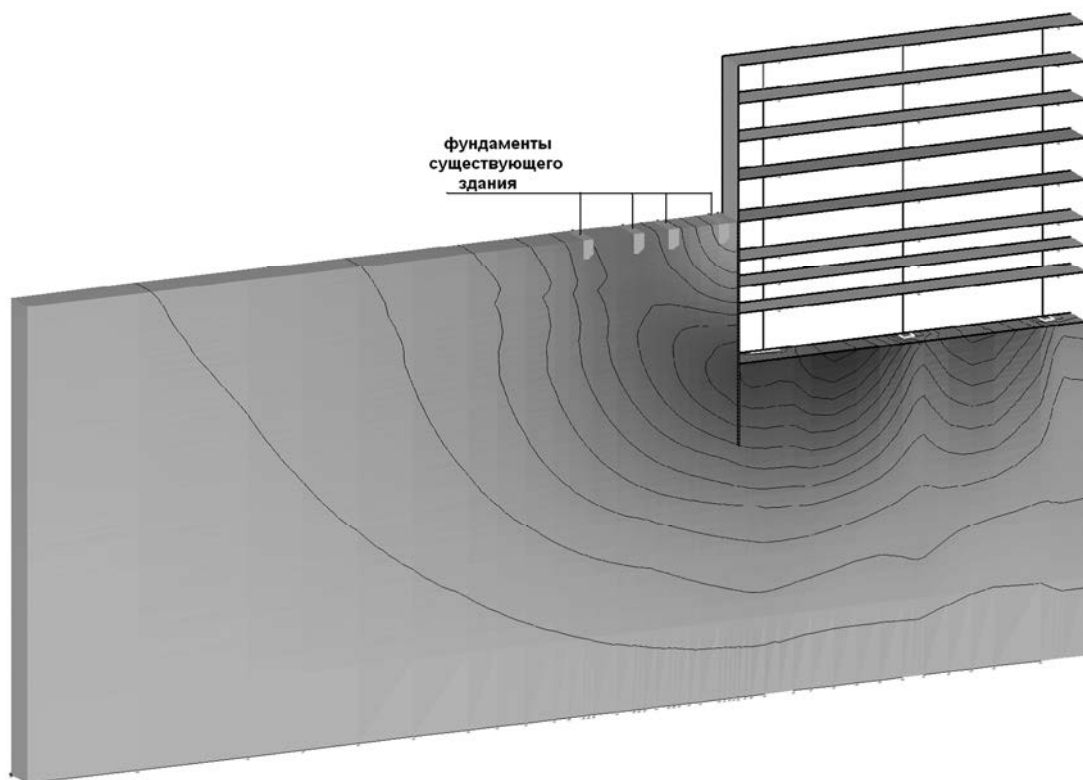


Рис. 6. Изолинии максимальных перемещений массива грунта (видна тенденция образования круглоцилиндрической поверхности скольжения).

Самым тревожным результатом расчета можно признать рис. 6, на котором видна тенденция к образованию круглоцилиндрической поверхности скольжения, несмотря на наличие ограждения, распорных уровней и свай в основании строящегося здания.

Профессиональная организация работ на строительной площадке позволила подрядчику мобилизовать все ресурсы для скорейшего завершения работ по откопке нижнего яруса и устройству нижней распорной плиты ростверка.

В итоге удалось остановить дополнительные осадки соседней застройки от

откопки котлована на уровне 60 мм (рис. 5), что в совокупности с осадками от технологических воздействий на этапе устройства ограждения и свай составило 96 мм (рис. 7). Максимальные технологические осадки на этапе устройства ограждения и свай, как и следовало ожидать, получили межевые стены соседних зданий. На этапе откопки котлована в полном соответствии с расчетом максимальные перемещения получили более удаленные стены зданий. В мульду оседания была вовлечена зона более 30 м вокруг строительной площадки.

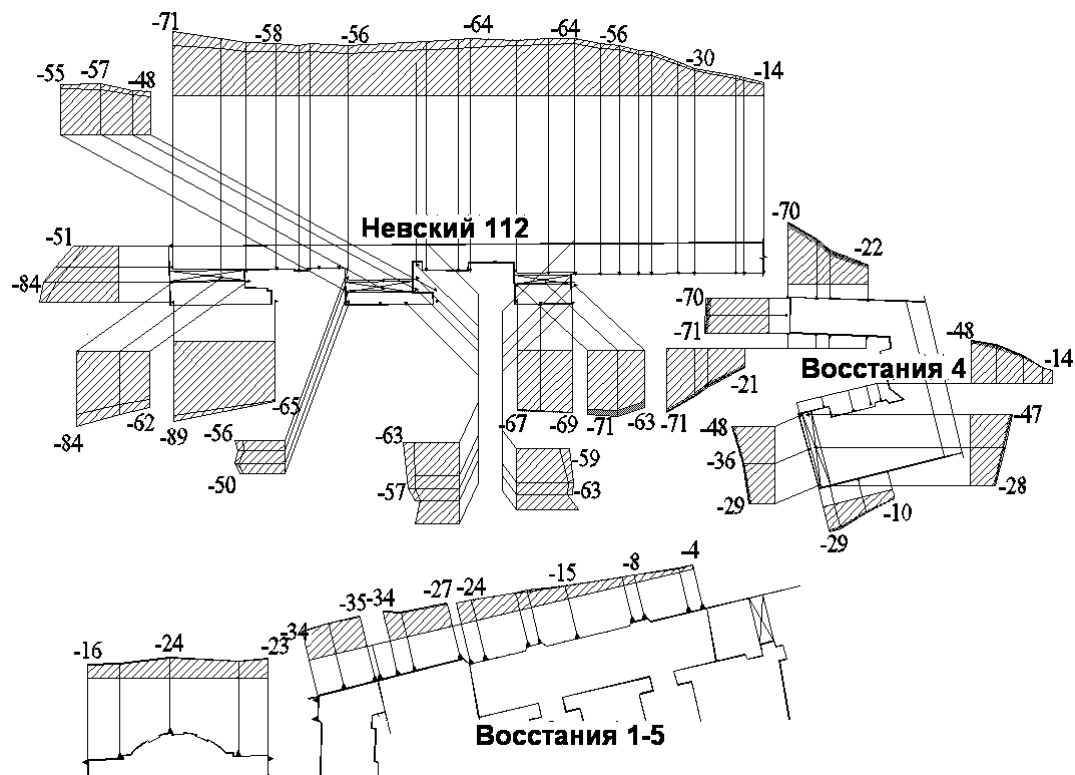


Рис. 7. Суммарные дополнительные осадки соседних зданий при строительстве подземного сооружения.

Сверхнормативные осадки получили здания на расстоянии 20 м от края котлована, в том числе расположенный на противоположной стороне улицы Восстания вестибюль

метрополитена. Осадка окружающей застройке происходила совершенно синхронно с горизонтальными смещениями ограждения котлована (рис. 8).

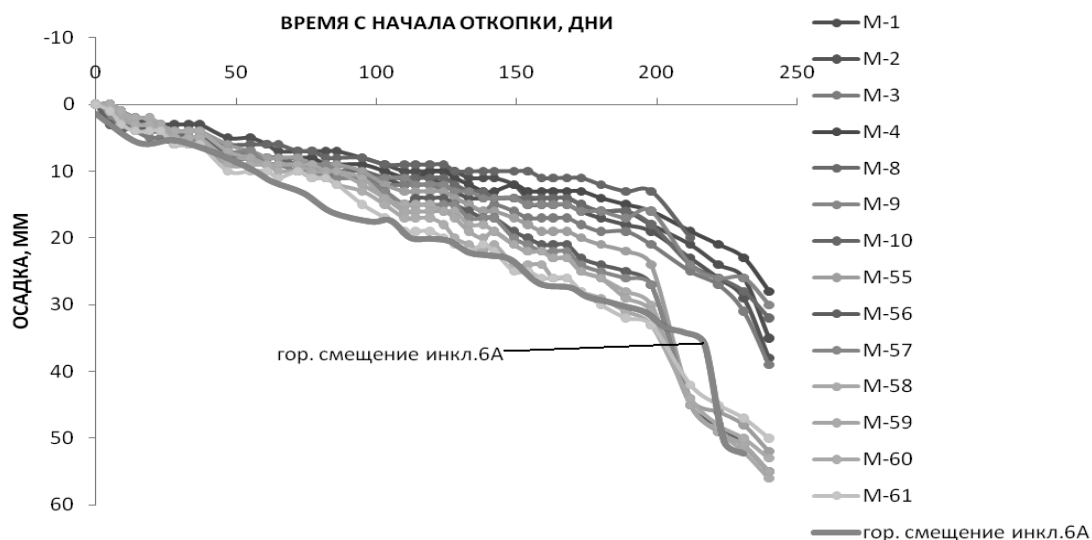


Рис. 8. Сравнение вертикальных осадок марок и максимальных горизонтальных перемещений по данным инклинометра 6а на глубине 14 м.

Последние достигли 53 мм в тот же момент, когда прирост осадки здания на фазе откопки котлована достиг 50 мм. Далее измерения по инклинометрам не проводились. В целом форма изгиба ограждения котлована, определенная по инклинометрическим наблюдениям, удовлетворительно совпадает с расчетным прогнозом (рис. 9).

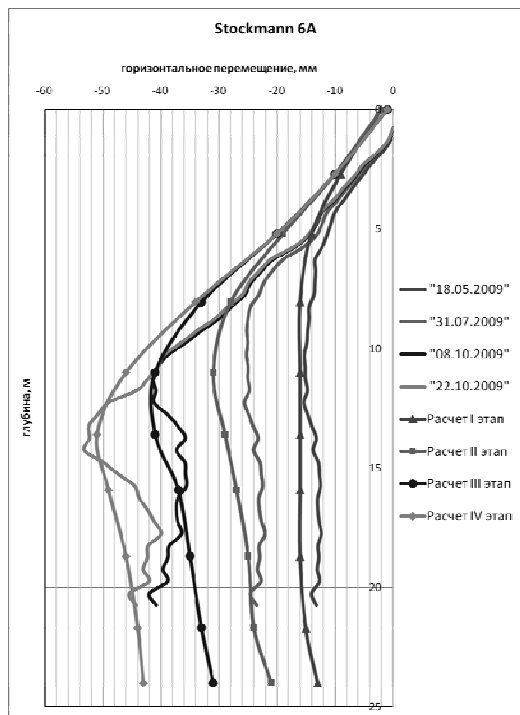


Рис. 9. Сравнение результатов инклинометрических измерений по скважине 6а с результатами расчетов

Таким образом, сохранение окружающей застройки в данной геотехнической ситуации можно признать заслугой исключительно подрядной организации, сумевшей организовать производство работ по устройству котлована по технологии top-down в кратчайшие сроки. В проекте не содержалось каких-либо инструментов по обеспечению безопасности соседних зданий при возникновении нештатных ситуаций (технологической задержки отдельных этапов работ, срыве сроков из-за перерывов финансирования и т.п.). Проект был сопряжен с высокими рисками, которые не были должным образом проанализированы авторами проекта. В связи с этим данный объект, по нашему глубокому убеждению, не может рассматриваться как пример для подражания, а напро-

тив, должен служить предостережением. Несмотря на максимальную интенсификацию работ подрядчиком, осадки соседней застройки достигли 10 см, и только своевременное усиление надземных конструкций зданий позволило избежать аварийного сценария развития событий.

ЛИТЕРАТУРА

- Mao-cai Zhao, Zhon Li, Jianfeng Wang, Chen Pan, Xiaochun He, Ning Ma. Analysis on Deformation in Stockmann Nevsky Centre Up-down Basement Excavation. // *3rd International Geotechnical Symposium on Geotechnical Engineering for Disaster Prevention and Reduction*. Harbin, China, 2009.
- Independent Review of Basement Design (Construction Top-Down). ARUP, October 2008.
- V.M. Ulitsky, A.G. Shashkin. Underground Construction in Cities on Soft Soils. // *Proceedings of the international geotechnical conference Development of urban areas and geotechnical engineering*, Saint Petersburg, Russia, 2008.
- В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин. М.А. Лучкин. Расчет осадок зданий и сооружений с учетом развития деформаций сдвига во времени. // *Развитие городов и геотехническое строительство*, №11, 2007.
- Улицкий В.М., Шашкин А.Г. *Геотехническое сопровождение реконструкции городов*. М.: Изд. АСВ, 1999.
- A.G. Shashklin, K. G. Shashkin. Basic regularities of soil-structure interaction. // *Proceedings of the international geotechnical conference "Soil-structure interaction: calculation methods and engineering practice"*. Vol. 1

Эффективность применения микроцемента при возведении подземных гаражей вплотную к зданиям исторической застройки

В.Я. Шишкин

НИИОСП им. Н.М. Герсегова, лаб. №5, г. Москва, Россия

В.А. Макеев

НИИОСП им. Н.М. Герсегова, лаб. №28-1, г. Москва, Россия,

АННОТАЦИЯ: В статье рассматривается эффективность применения микроцемента для укрепления грунтов основания фундаментов здания исторической застройки. Для этого на объекте был поставлен натурный эксперимент, моделирующий устройство котлована вблизи реконструируемого здания. Предлагается рассмотреть результаты, полученные в ходе проведения научного эксперимента. В статье приведены значения напряжений в грунте со стороны фундамента здания и с противоположной (незакрепленной микроцементом) стороны, а также графические зависимости этих напряжений от времени после откопки опытного котлована.

1. ВВЕДЕНИЕ

В связи с планируемым строительством двух этажного подземного гаража вплотную к существующему предаварийному зданию Московской Государственной Консерватории по адресу: Ср. Кисловский пер., д.3, стр.1 (рис 1) возникла необходимость укрепить грунты основания и конструкции фундаментов.



Рис.1 План существующих зданий комплекса Московской Государственной Консерватории

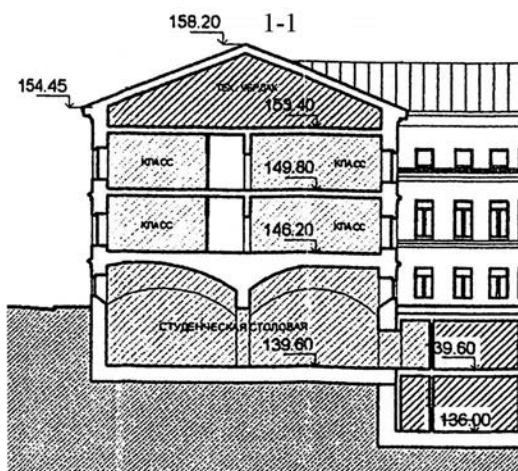


Рис.2 Примыкание усиливаемого здания с проектируемым подземным гаражом

Пол 2-го подземного этажа гаража будет расположен на отметке 136.00, а пол подвала усиливаемого здания планируется на отметке 139,60 (рис.2). Прилегающие к строительству фундаменты реконструируемого здания заглублены на отметки 138.19 – 138.29, а котлован проектируется на отметке 135.20. Конструкция ограждения котлована включает шпунт из труб диаметром 325 мм и 2-х ярусную распорную систему. Для исключения влияния котлована на реконструируемое здание предусмотрено укрепление грунта основания на глубину ниже дна котлована. Прочность закрепленного грунта должна

превышать давление по подошве (около 0,5 мПа), удельное сцепление 0,1МПа, угол внутреннего трения 40 градусов, модуль деформации 42МПа. Тогда расчетные дополнительные деформации фундамента здания не превысят допустимых значений для рассматриваемого здания.

2. КРАТКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ПЛОЩАДКИ

Рассматриваемая площадка располагается на высокой древнеаллювиальной террасе р. Москвы. В геологическом отношении участок сложен мощной толщей четвертичных отложений, подстилаемых коренными юрскими глинами и каменноугольными известняками. С поверхности залегают насыпные грунты песчаного состава средней плотности, с прослоями супесей, с гравием, щебнем, обломками кирпича и растительным мусором, маловлажные и влажные, мощностью 2,4...4,6 м. Под насыпными грунтами залегают древнеаллювиальные пески от пылеватых до гравелистых, средней плотности и рыхлые, от маловлажных до насыщенных водой общей мощностью 8...15 м (рис.3). Четвертичные отложения подстилаются юрскими тугопластичными и полутвердыми глинами с линзами песка, с остатками разрушенной фауны, мощностью 0,5 – 5,3 м и каменноугольными отложениями, представленными глинами полутвердыми, мергелями разрушенными до щебня и известняками, разрушенными до муки и щебня. Абсолютная отметка поверхности планировки площадки застройки составляет 143,8...142,0 м.

Грунтовые воды вскрыты на глубине 11,3...10,2 м (130,7...133,8 м).

В проявлении карстово-суффозионных процессов значительная часть площадки отнесена к потенциально опасной категории.

По результатам исследований в шурфах грунты основания фундаментов реконструируемого здания сложены песками рыхлыми и средней плотности, пылеватыми и мелкими.

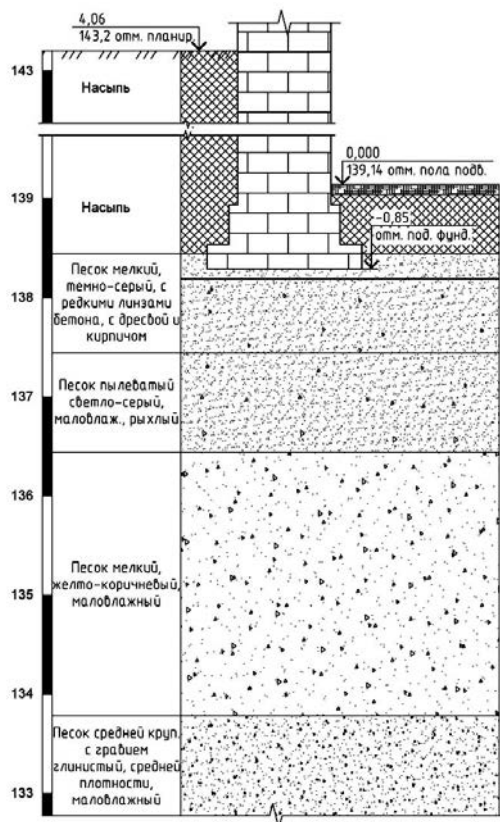


Рис.3 Инженерно-геологическая колонка усиленного здания

3. ТЕХНИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ СУЩЕСТВУЮЩЕГО ЗДАНИЯ

Реконструируемое здание дом №3, стр.1 по Ср. Кисловскому переулку - 2-х этажное, административно-учебное, с подвалом, прямоугольной формы в плане 78×16,5м, построено в середине XIX столетия. Стены и колонны выполнены из красного глиняного кирпича, частично из тесаного камня известняка на известковом растворе. Фундаменты здания – ленточные и столбчатые, выполнены из постелистого камня известняка на известковом растворе.



Рис.4 Дворовой фасад реконструируемого здания

4. ТЕХНОЛОГИЯ УСИЛЕНИЯ ГРУНТОВ РЕКОНСТРУИРУЕМОГО ЗДАНИЯ МИКРОЦЕМЕНТОМ

В связи с высокой стоимостью закрепления грунта особо тонко дисперсным вяжущим (ОТДВ) «Микродур», были рассмотрены следующие методы укрепления грунта:

- смолизация грунтов (фенолформальдегидная смола и щавелевая кислота) - дешевле, чем укрепление «Микродуром», но смолизация запрещена в производстве подземных работ при откопке грунта подземного гаража;

- 2-х растворная силикатизация имеет самую низкую стоимость, но ограничивается применением в песках средней крупности и крупных. Она невозможна в мелких песках, которые лежат в основании реконструируемого здания;

- «геокомполит» или компенсационное нагнетание обычного цемента под высоким давлением (до 20 атм) имеет низкую стоимость, сравнимую с 2-х растворной силикатизацией. Но при этом гидроразрыв грунта может вызвать дополнительные сверхнормативные технологические осадки аварийного здания.

- jet grouting или закрепление грунта методом струйной цементации под давлением свыше 400 атм ненамного дешевле, чем укрепление «Микродуром», но при размыве и перемешивании цемента с грунтом так же возможны сверхнормативные технологические осадки.

По этой причине не рассматривались еще более дешевые технологии уплотнения грунта щебеночными сваями ООО «НПФ

Фундаментстройпроект» (www.fsp-um.ru)

В связи с аварийностью объекта риск технологических осадок должен быть минимален. Поэтому было принято решение произвести их укрепление микроцементом.

Инъекционные скважины располагались веером в 2 ряда вдоль фундаментов с шагом 1м (рис.5). Закрепление грунтов производилось снизу-вверх зонами-захватками по 0,2 м.

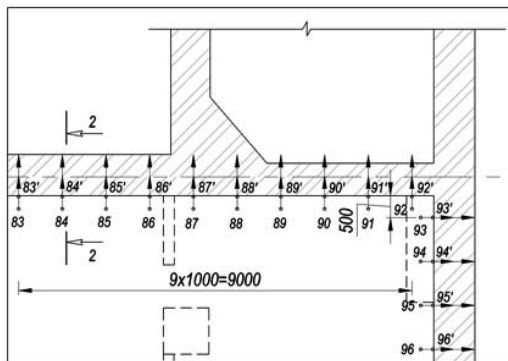


Рис.5 Фрагмент плана инъекционных скважин

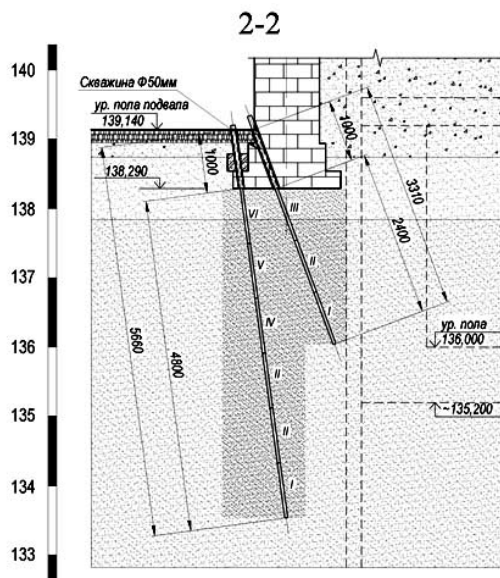


Рис.6 Разрез по инъекционным скважинам

В проекте были заложены следующие параметры инъекции: высота зоны инъектирования – 20см; норма закачки суспензии на 1 интервал – 117,5л. Расход материалов на 1 интервал: цемент «Микродур R-F» – 24,5кг; С-3 – 0,38кг; вода - 112л. Работам по закреплению грунтов микроцементом предшество-

вала цементация фундаментов и контакта «фундамент-грунт».

Работы начинались на опытно-производственном участке, по результатам которых вносились коррективы в проект. Качество выполненных работ оценивалось по образцам (рис.7), отобранным в закрепленных массивах при проходке шурфов на полную глубину закрепления или контрольных скважин.



Рис.7 Образцы грунта закрепленного микроцементом

Определение физико-механических характеристик образцов укрепленного грунта выполнено НИИОСП им. Н.М. Герсевича и лабораторией ОАО «Институт Гидропроект» (табл. 1) для образцов в воздушном состоянии $R_{сж\text{ возд.}}$ и в замоченном состоянии $R_{сж\text{ вод.}}$. Модуль деформации $E_{сж}$, удельное сцепление C и угол внутреннего трения φ даны для закрепленного грунта в замоченном состоянии.

Таблица 1. Результаты лабораторных определений физико-механических свойств образцов укрепленного грунта

Лабораторное наименование грунта	e	$R_{сж\text{ возд.}}$, МПа	$R_{сж\text{ вод.}}$, МПа	$E_{сж}$, МПа	C , МПа	φ°
песчаник малопрочный, рыхлый, размягчаемый	0,425	9,35	6,40	8500	0,73	64
песчаник малопрочный, рыхлый, неразмягчаемый	0,404	10,2	8,24	13100	1,29	55
песчаник малопрочный, плотный, неразмягчаемый	0,367	15,5	13,8	15200	1,61	64

Значения прочностных характеристик φ и C были получены теоретически по методу М.М Протодяконова при испытании на сжатие и растяжение. Прочность на растяжение образцов составляла от 0,64 до 1 МПа в воздушном и от 0,33 до 0,94 МПа в водонасыщенном состоянии. Полученные прочностные характеристики значительно превосходили значения заданные при расчете влияния котлована на здание. Но диаметр закрепления грунта в скважинах находился в пределах 20см – 150см. Структура тела закрепленного грунта в шурфах предстала крайне неоднородно в виде линз. Отношение площади закрепленного грунта к общей площади вертикальной поверхности шурфа составляло 25-45%. Поэтому было принято решено выполнить экспериментальные работы.

5. ПОСТАНОВКА ЭКСПЕРИМЕНТА

На объекте был поставлен натурный эксперимент, моделирующий устройство котлована вблизи реконструируемого здания, под фундаментами которого выполнено укрепление грунта по рассматриваемой технологии. Котлован моделировался шурфом 2х2 м в плане, глубиной 3,6 м, вскрытым из подвала реконструируемого здания. Отметка пола подвала - (139,14 м). План и разрез по опытному шурфу представлены на рис. 8 и 9.



Рис. 8 План опытного шурфа

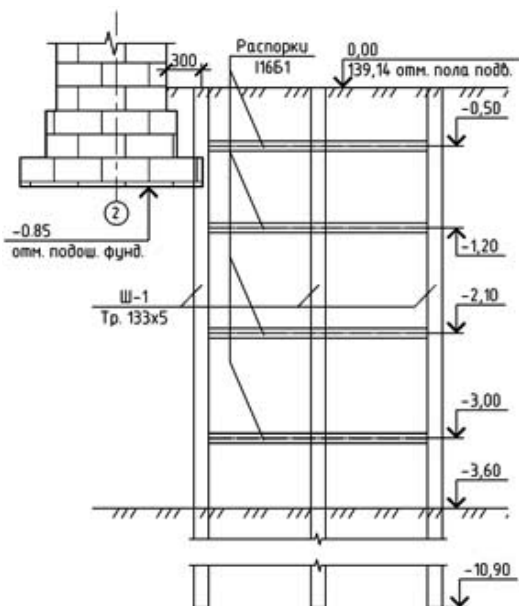


Рис. 9 Разрез по опытному шурфу

При подготовке эксперимента, до откопки шурфа было установлено 2 динамометрических зонда на основе датчиков давления (тензодинамометров) типа ПДМ 70/11/4, расположенных с шагом 1 м по высоте зонда.

Динамометрический зонд состоял из сборных секций, длиной по 2 метра. Секция была выполнена из профильной трубы сечением 100×5 мм. Монтаж секций осуществлялся при помощи проставки, выполненной из уголка 100×8 мм с подрезанными стенками, сваренного в виде квадрата. Далее секции соединялись болтами. В каждой секции было предусмотрено по 2 датчика давления (рис.10).



Рис. 10 Вид 1-ой секции тензодинамометрического зонда перед погружением

Зонды погружались задавливанием, с устройством лидерной скважины диаметром 140 мм. Для обеспечения передачи давления грунта на мессдозы скважина после задавливания зонда заполнялась песком и проливалась водой.

Первый зонд был погружен в непосредственной близости от фундамента реконструируемого здания, под которым было выполнено укрепление грунта с использованием суспензии ОТДВ «Микродур». Он состоял из трех сборных секций, две из которых содержали датчики давления, расположенные на отм. -5,0; -4,0; -3,0; и -2,0 м (рис.14).

Второй зонд был установлен с другой стороны опытного шурфа, где не было выполнено укрепление грунта. Он также состоял из трех сборных секций с датчиками давления в каждой из них. Отметки расположения датчиков составили -0,0; -1,0; -2,0; -3,0; -4,0 и -5,0 м. Проектная отметка динамометрических зондов составила -5,50 м (рис.14).

Далее, по специально разработанному проекту (рис. 8,9), производилось устройст-

во шпунтового ограждения по периметру опытного шурфа, разработка грунта с одно-временным выполнением деревянной забирки и четырех распределительно-обвязочных поясов (рис.11).



Рис. 11 Вид опытного шурфа

По мере вскрытия опытного шурфа регистрировались показания динамометрических зондов при помощи специальных цифровых тензометрических измерителей ЦТИ (рис. 12).



Рис. 12 Оборудование для регистрации показаний тензодатчиков (ЦТИ)

В результате поставленного эксперимента были получены значения горизонтальных напряжений на контакте массива и крепи шурфа со стороны фундамента и с противоположной стороны по мере откопки модельного котлована вблизи существующего реконструируемого здания, основание которого было усилено методом инъекции суспензии ОТДВ «Микродур».

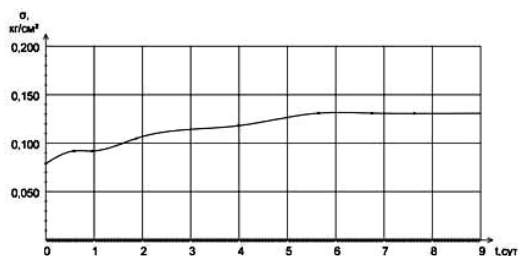


Рис. 13а График зависимости горизонтальных напряжений от времени в закрепленном грунте со стороны фундамента

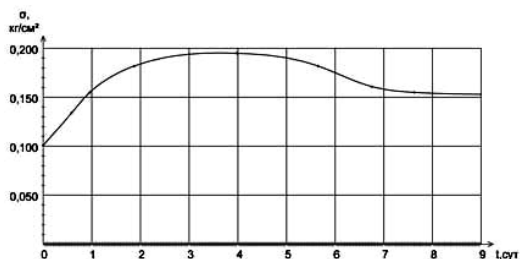


Рис. 13б График зависимости горизонтальных напряжений от времени в незакрепленном грунте со свободной стороны

На рис.13 показаны графики изменения горизонтальных напряжений датчика около закрепленного грунта (рис.13а) и датчика, установленного на противоположной стороне шурфа (рис. 13б). Значения напряжений возрастали по мере обжатия датчиков и уплотнения песка в лидерных скважинах. Интересно, что датчик у незакрепленного грунта имел максимальные значения на 3-4 сутки, а затем величина горизонтальных напряжений уменьшилась на 25%. Возможно произошло включение в работу измеряющего зонда и напряжения снизились. Стабилизация значений наступила на 6-7 сутки.

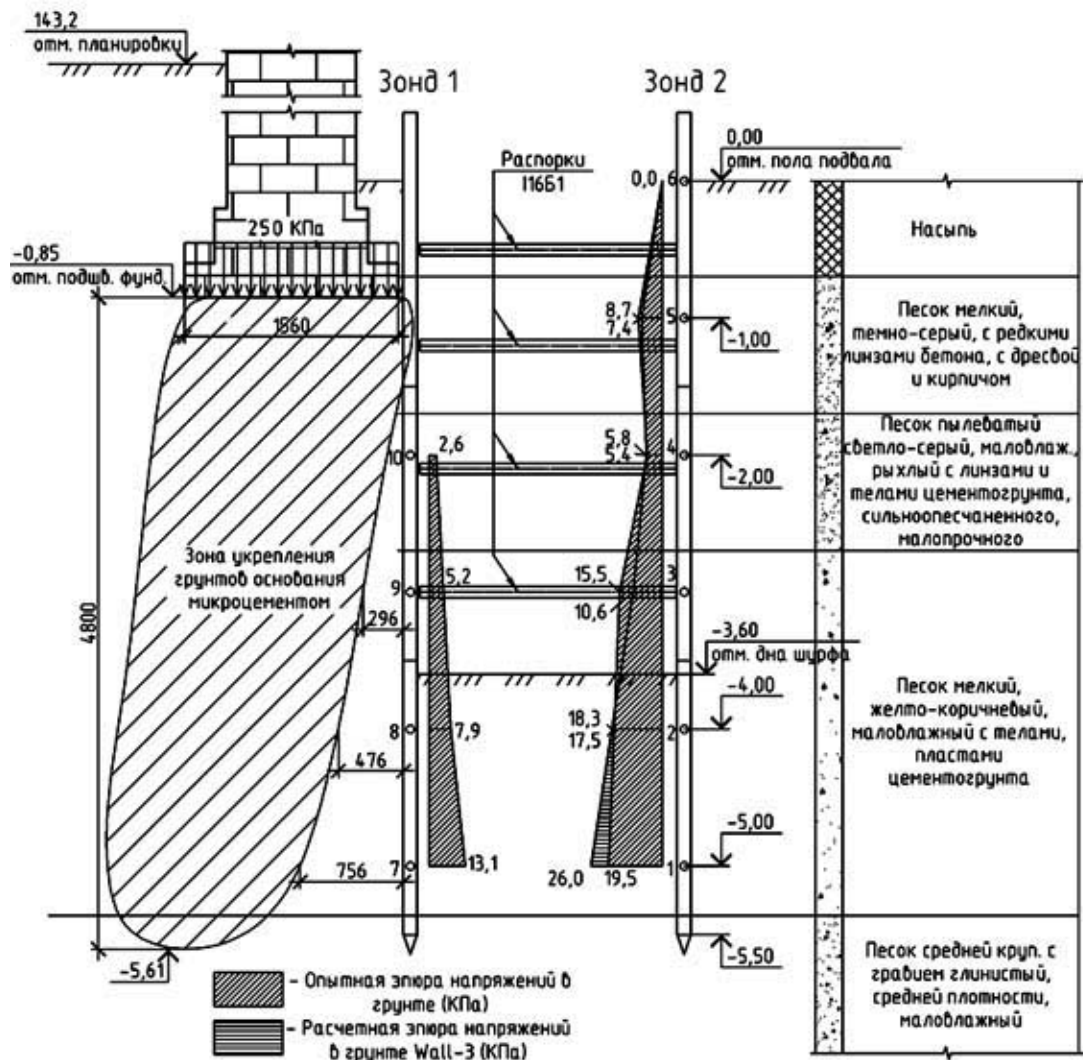


Рис.14 Эпюры распределения напряжений в грунте

На рис. 14 представлены эпюры распределения горизонтальных напряжений по глубине с одной стороны от влияния веса здания и с противоположной стороны шурфа.

Со стороны опытного шурфа, где отсутствует пригрузка от здания и не было выполнено укрепление грунта, значения давлений определенные в эксперименте, сравнивались с соответствующими величинами, рассчитанными по программе WALL3 (эпюры справа на рис. 14). Несмотря на то, что программа WALL3 рассчитывает давления для условий плоской задачи, а длина стороны шурфа – 2 метра, аналогичность зависимостей расчетных и эксперименталь-

но определенных значений по глубине котлована говорит о достоверности методики измерений.

Расчетное горизонтальное давление на глубине 3,6 метра, оцениваемое умножением бытового вертикального давления на коэффициент бокового распора ($\approx 0,30$) составляет ≈ 100 кПа, а фактическое давление рядом с фундаментом на закрепленном основании (левая эпюра на рис. 14) оказалось почти на порядок меньше и составило 13,1 кПа. Измеренные значения давления грунта со стороны фундамента оказываются в 1,5-2 раза меньше, чем измеренные давления грунта на соответствующих глубинах с противоположной стороны, где нет фунда-

мента и не было закрепления. Практически вся нагрузка от здания передавалась закрепленным массивом на нижележащие слои грунта. Поэтому дальнейшие шурфы выполняли без крепления их стен на глубину 3,5 м (рис.15).



Рис.15 Фото шурфа вскрытого без крепления

Откопка велась с применением отбойных молотков, компрессора, алмазных дисков и т.п. Обрушения стенок шурфов не наблюдалось.

Деформационные и прочностные характеристики закрепленного грунта оказались настолько больше, чем у грунта естественного сложения, что его можно отнести к низкомарочным бетонам. Армирование основания отдельными элементами из такого грунта с шагом 1 м позволяет устраивать подземный гараж на глубине около 3,5 м ниже существующих фундаментов.

Таким образом, закрепление грунта суспензией ОТДВ «Микродур» позволит значительно снизить давление грунта на шпунт проектируемого в тех же грунтовых условиях котлована и, тем самым, уменьшить расход материала на устройство распорной системы и шпунтового ограждения при возведении вблизи реконструируемого здания.

Выражаем особую благодарность организации ООО «НПФ «ФУНДАМЕНТСТРОЙПРОЕКТ» за предоставленное оборудование и рабочую силу, а также д.т.н. проф. Шейнину В. И. и в.н.с. к.т.н. Сидорчуку В. Ф. за ценные указания в организации экспериментальных работ.

6. ЛИТЕРАТУРА

- Аргал Э.С., Королев В.М., Смирнов О.Е., Ашихмен В.А., М., 2008. Некоторые особенности технологии закрепления грунтов "манжетной" инъекцией с использованием микроцемента. Основания, фундаменты и механика грунтов. № 1. С. 25-28.
- М. М. Протодяконов, Л., 1963. Паспорта прочности горных пород и методы их определения.
- В.И. Шейнин, М., 2009. Техническое заключение по оценке эффективности закрепления суспензией ОТДВ «Микродур» грунта основания реконструируемого здания Московской государственной консерватории имени П.И.Чайковского по адресу: Москва, Ср. Кисловский пер. д.3 стр.1.



**Научно-исследовательский,
проектно-изыскательский
и конструкторско-технологический
институт оснований и подземных
сооружений им. Н.М. Герсевича**

НИИОСП им. Н.М. Герсевича

**Ведущий институт России в области
геотехники, оснований, фундаментов
и подземных сооружений**

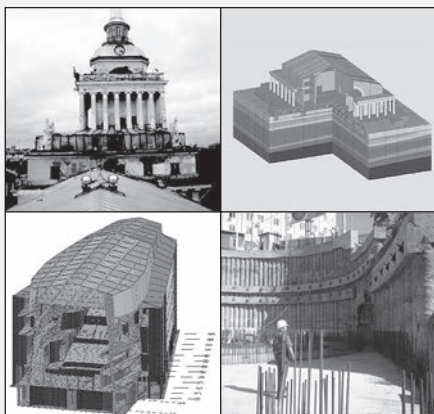
- Научные исследования
- Инженерные изыскания
- Расчеты
- Проектирование
- Экспертиза
- Разработка норм

НИИОСП им. Н. М. Герсевича 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 «Геореконструкция» (GRF) создана 15 лет назад ведущими петербургскими 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
- Стоймостьная и техническая оптимизация проектов
- Экспертиза проектов, проектных решений

Специальные работы

- Проектирование и мониторинг сейсмостойких объектов
- Научно-техническое сопровождение строительства и экспертиза безопасности объектов



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».

ПРОГРЕСС ВДОХНОВЛЯЕТ



ТЕХНОЛОГИЯ

- Фундаменты
- Упрочнение грунтов
- Ограждения котлованов
- Разработка грунта

www.rusbauer.ru

ООО "БАУЭР Технологии" ■ 119119 Москва, РФ, Ленинский проспект, 42, корп. 1
Тел.: +7 (495) 663-93-91 ■ Факс: +7 (495) 663-93-92 ■ inbox@rusbauer.ru



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. Свай-РИТ обладают высокой несущей способностью и жесткостью. Под нагрузкой 240 т осадки свай-РИТ $\varnothing$ 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 $\varnothing$ 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 троса.
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.

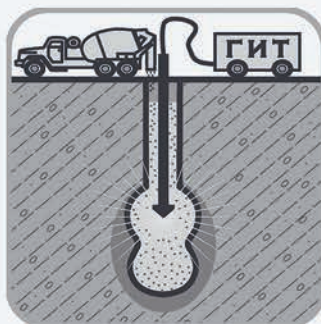
БУРОВЫЕ СВАИ И АНКЕРА

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.

Изготавливаемые по этой технологии сваи и анкера называют:

СВАИ-РИТ и АНКЕРА РИТ



Высотный комплекс зданий
на проспекте Вернадского
899 свай $\varnothing$ 300 мм L=21м
425 свай $\varnothing$ 300 мм L=19м
нагрузка 150 т. на сваю

ПРИМЕНЕНИЕ ТЕХНОЛОГИИ

- 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»;



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.

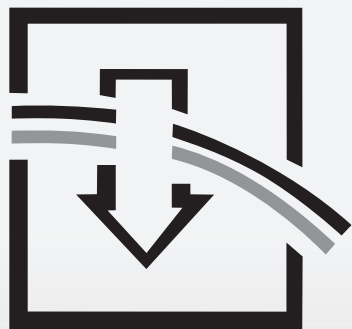
www.fsp-um.ru

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 grouting».



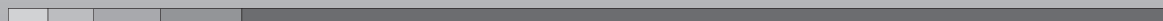
ИНЖЕНЕРНО- КОНСУЛЬТАЦИОННЫЙ ЦЕНТР ПРОБЛЕМ ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ

+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





ИНСТИТУТ КАНАЛСТРОЙПРОЕКТ

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 буроинъекционные 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

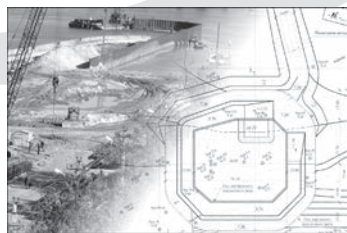
105264, г. Москва,
Ул. Верхняя Первомайская, 35-32

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 ○ gsp@geosp.ru



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



ТЕХНОЛОГИЯ



НИИОСП
ОЛИМП
ПРОЕКТ



ФУНДАМЕНТСТРОЙПРОЕКТ



ЗАО "ИНЖЕНЕРНО - КОНСУЛЬТАЦИОННЫЙ
ЦЕНТР ПРОБЛЕМ ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЯ"

CENTRE FOR FOUNDATION ENGINEERING PROBLEMS



ИНСТИТУТ
КАНАЛСТРОЙПРОЕКТ