

Учредитель журнала
ЦНИИЭП жилища

Журнал зарегистрирован
Министерством РФ по делам
печати, телерадиовещания
и средств массовой информации
№ 01038

Главный редактор
Юмашева Е.И.

Редакционный совет:
Николаев С.В.
(председатель)

Барина Л.С.
Гагарин В.Г.
Заиграев А.С.
Звездов А.И.
Ильичев В.А.
Колчунов В.И.
Маркелов В.С.
Франивский А.А.

Авторы

опубликованных материалов
несут ответственность
за достоверность приведенных
сведений, точность данных
по цитируемой литературе
и за использование в статьях
данных, не подлежащих
открытой публикации

Редакция

может опубликовать статьи
в порядке обсуждения,
не разделяя точку зрения автора

Перепечатка

и воспроизведение статей,
рекламных
и иллюстративных материалов
возможны лишь с письменного
разрешения главного редактора

**Редакция не несет
ответственности**

**за содержание рекламы
и объявлений**

Адрес редакции:

Россия, 127434, Москва,
Дмитровское ш., д. 9, стр. 3

Тел./факс: (495) 976-22-08
(495) 976-20-36

E-mail: mail@rifsm.ru
gs-mag@mail.ru

http://www.rifsm.ru

СОДЕРЖАНИЕ

Подземное строительство

И.А. БОКОВ, С.О. ШУЛЯТЬЕВ

Прогноз осадок свайных фундаментов многоэтажных зданий при застройке Павшинской поймы и сравнение их с результатами мониторинга2

Р. КАТЦЕНБАХ, Ш. ЛЕППЛА, М. ФОГЛЕР, Р.А. ДУНАЕВСКИЙ, Х. КУТТИГ

Опыт оптимизации стоимости фундаментов высотных зданий7

Э.И. ФАЙЗУЛЛИН, В.Е. ПОРТЯНКИН, М.Е. БЫКОВ, Л.К. САФИУЛЛИНА

Строительство объектов Универсиады-2013 в Казани14

В.Я. ШИШКИН, А.П. ДОРОЖКИН

Проектирование и строительство котлованов для подземных автостоянок в Москве16

Р.А. МАНГУШЕВ, Н.В. ОШУРКОВ, В.Э. ГУТОВСКИЙ

Влияние строительства трехуровневого подземного пространства на жилые здания окружающей застройки23

А.И. ОСОКИН, А.Б. СЕРЕБРЯКОВА, Т.Н. ШАХТАРИНА, А.И. ШУБИН

Подземные паркинги – основа совершенствования городской инфраструктуры мегаполисов (на примере Санкт-Петербурга)28

А.Г. МАЛИНИН, Д.А. МАЛИНИН

Комплекс оборудования для инъекционных технологий33

Расчет конструкций

З.Г. ТЕР-МАРТИРОСЯН, В.В. СИДОРОВ

Расчет осадок фундамента глубокого заложения с учетом его жесткости36

К.П. БЕЗРОДНЫЙ, В.Б. БОЛТИНЦЕВ, В.Н. ИЛЬЯХИН, В.А. ШУМКОВ, С.В. АНДРИАНОВ

Геофизическое обследование инъекционного закрепления заобделочного пространства методом электромагнитного импульсного сверхширокополосного зондирования39

П.А. МАЛИНИН, А.А. ЖЕМЧУГОВ, И.Л. ГЛАДКОВ

Расчет ограждений котлованов с помощью специализированных программных комплексов45

С.А. РЫТОВ

Эффективность применения электроразрядных технологий для устройства геотехнических конструкций47

Материалы и конструкции

Ю.П. ШУЛЬЖЕНКО, А.Ф. ЛЕВИН

Гидроизоляция. Проблемы надежности и долговечности в условиях мегаполиса51

В ногу со временем (информация)57

Стандарт пожарной безопасности КНАУФ (информация)58

А.Г. МАЛИНИН, Д.А. МАЛИНИН

Анкерные сваи «Атлант»60

Законодательная база строительства

Л.А. ГУЛАБЯНЦ

Казусы нормативно-методического обеспечения радиационной безопасности зданий63

УДК 621.6.072

И.А. БОКОВ, С.О. ШУЛЯТЬЕВ, инженеры, НИИОСП им. Н.М. Герсевича (Москва)

Прогноз осадок свайных фундаментов многоэтажных зданий при застройке Павшинской поймы и сравнение их с результатами мониторинга

Рассмотрены результаты мониторинга осадок многоэтажных зданий в Павшинской пойме Красногорского района Московской области. Под руководством НИИОСП было запроектировано несколько десятков фундаментов для многоэтажных (14–25 этажей) многосекционных зданий. Расчеты выполнялись как в соответствии с действующими нормативными документами, так и по усовершенствованным методикам с учетом упруго-пластического поведения грунта. В ходе проектирования, учитывая получаемые в результате мониторинга данные, оптимизировались длина, расположение свай и конструкции сплошных ростверков. По результатам мониторинга проведено сопоставление измеренных осадок зданий с расчетами по различным методикам.

Ключевые слова: свайный фундамент, расчет осадок, натурные наблюдения, совместные расчеты.

Павшинская пойма – новый микрорайон г. Красногорска, построенный в пойме Москвы-реки. С северо-востока, востока и юга территория ограничена Москва-рекой, с запада – Волоколамским шоссе.

В 2004 г. была начата интенсивная застройка микрорайона жилыми зданиями. Площадь территории, занимаемой микрорайоном, составляет 169 га, а общая площадь застройки 1,375 млн м² (рис. 1). В районе планируется проживание более 50 тыс. человек.

НИИОСП им. Н.М. Герсевича принимал активное участие в проектировании и научном сопровождении строительства микрорайона. По проектам свайных фундаментов, разработанных в НИИОСП, было возведено несколько десятков многоэтажных жилых и административных зданий из монолитного и сборного железобетона.

Инженерно-геологические условия большинства площадок микрорайона характеризуются как сложные.

Площадки строительства характеризуются линзовидным и выклинивающимся характером залегания слоев грунта. Наблюдается сильная неоднородность по показателям свойств грунтов как в плане, так и по глубине.

Подземные воды залегают на глубине 2–5 м от поверхности земли и представлены обычно 2–3 водоносными горизонтами.

Рассматриваемые здания в основном являются типовыми панельными железобетонными.

Сложность инженерно-геологических условий, а также высокий уровень передаваемых нагрузок обусловили необходимость применения свайных фундаментов. Наиболее экономичным типом свайного фундамента в рассматриваемых условиях оказались железобетонные сваи заводского изготовления сечением 30×30 см. Отсутствие существующих строений в непосредственной близости позволило производить массовое погружение свай с помощью штанговых и трубчатых дизель-молотов.

Длина и расположение свай в плане определялись исходя из инженерно-геологических условий (табл. 1), а также по результатам расчета фундамента в составе несущего каркаса здания.

В пятне фундамента сваи располагались равномерно, с шагом 1,2–2,6 м по ортогональной сетке. Длина применяемых свай составляла 5–14 м.

Таблица 1

№ дома	Грунт основания свайного фундамента
10	Глина полутвердая. Ниже залегают твердые суглинки, подстилаемые известняком мощностью 1 м, под которым располагаются твердые суглинки
11	Пески мощностью 2,5 м. Ниже располагаются полутвердые глины мощностью до 5 м, подстилаемые слоем известняка
12А	Пески мощностью 2,8 м. Ниже располагаются полутвердые глины мощностью до 2,5 м, подстилаемые слоем известняка
12Б	Пески мощностью 4,5 м. Ниже располагаются полутвердые глины мощностью до 4,8 м, подстилаемые слоем известняка
13	Пески мощностью 4,5 м. Ниже располагаются полутвердые глины мощностью до 2,5 м, подстилаемые слоем известняка
14	Пески мощностью 4,1 м. Ниже располагаются полутвердые глины мощностью до 5,8 м, подстилаемые слоем известняка
15	Полутвердые глины мощностью до 5,2 м, подстилаемые слоем известняка
16	Пески мощностью 2,6 м. Ниже расположены глины полутвердые мощностью до 8,5 м, подстилаемые маломощным (1,3 м) слоем известняка, ниже которого располагаются твердые суглинки
17	Полутвердые глины мощностью до 8,4 м, подстилаемые маломощным (1 м) слоем известняка, ниже которого располагаются твердые суглинки
18	Пески, мощностью до 7 м. Ниже расположены глины полутвердые мощностью до 2,8 м, подстилаемые маломощным (0,6 м) слоем щебня известняка, ниже которого располагаются суглинки твердые мощностью до 10 м, подстилаемые известняками

Для сопоставления расчетных и измеренных осадок было рассмотрено 10 зданий. Общие данные по зданиям приведены в табл. 2.

Ввиду сложных инженерно-геологических условий наибольшую опасность представляло развитие неравномерных осадок возводимых зданий. Проектирование зданий необходимо было выполнять методами, позволяющими учесть существенную неоднородность грунтового основания в плане и по глубине. На момент начала проектирования такими средствами являлись программа PlastD, разработанная в НИИОСП им. Н.М. Герсеванова и программа Cross из PK Scad, разработанная по методике и при участии специалистов НИИОСП.

Проектирование фундаментов. Применение мощных программных средств позволило в кратчайшие сроки выполнить десятки надежных, экономичных и технологичных проектов фундаментов.

Расчет производился с учетом действующих нормативных документов. При проектировании применялась программа PlastD, позволяющая выполнить расчет жесткости свайного основания с учетом физической нелинейности грунта и железобетона ростверка, а также части конструкции здания, и Cross в составе комплекса SCAD, позволяющая выполнять совместный расчет основания, фундамента и каркаса сооружения по итерационной методике, используя переменные коэффициенты жесткости.

В процессе строительства проводился геотехнический мониторинг всех запроектированных зданий, включающий наблюдение за осадками фундаментов, напряжениями и деформациями грунта основания, изменением гидрогеологических условий.

Расчет осадки является сложной и до сих пор до конца не решенной геотехнической задачей. Различные методы расчета дают результаты, отличающиеся на порядок, а если результат расчета совпал с результатом измерений в диапазоне 30%, то прогноз считается удачным. Данное явление обуславливается не только несовершенством методов расчета, но и накоплением множества неточностей на всех стадиях проектирования и строительства. Такими неточностями являются погрешности при определении физико-механических свойств грунтов, запасы надежности, закладываемые каждым участником проектирования, изменения в проекте, связанные с технологией производства работ и т. д.

Примененные методы расчета осадки так или иначе основаны на методе послойного суммирования, рекомендуемом СНиП 2.02.01–83 «Основания и фундаменты».

Большое влияние на точность прогноза осадки при использовании метода послойного суммирования оказывают достоверность определения нагрузки, действующей на основание и деформационных свойств грунтов. В РФ сложилась такая практика проектирования, при которой непосредственно инженер-проектировщик достаточно редко занимается интерпретацией результатов инженерно-геологических испытаний грунтов и в большинстве случаев физико-механические свойства грунтов определяются инженером-геологом. Нагрузка от сооружения на основание определяется проектировщиком каркаса сооружений. Для обеспечения достоверности прогноза следует подвергать анализу как рекомендуемые физико-механические свойства грунта, так и величины передаваемых нагрузок.

Зачастую отсутствие взаимодействия между инженером-геологом, проектировщиком фундамента и проекти-



Рис. 1. Микрорайон Павшинская пойма (Московская обл.)

ровщиком каркаса сооружения ведет к применению нерациональных проектов фундаментов.

В настоящее время сбор нагрузки на основание (проектировщиками верхнего строения) осуществляется как побочная задача, а результирующее давление на основание представляет собой сумму максимальных нагрузок на перекрытия. При этом максимальная нагрузка назначается с целью расчета самого элемента, к которому приложена нагрузка. В результате передаваемое инженеру-геотехнику давление на основание зачастую завышено на величину до 20–50%.

Одной из целей настоящей работы стала оценка погрешности, вносимой «укрупненным» назначением нагрузки действующей на основание, выполненная без применения методик снижения временной нагрузки, рекомендованной СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия» (табл. 2).

В соответствии с действующими нормативными документами СНиП 2.02.01–83 и МГСН 2.07–01 в сложных инженерно-геологических условиях на стадии возведения сооружений и в начальный период их эксплуатации следует осуществлять *мониторинг состояния строящихся зданий и*

Таблица 2

№ дома	Кол-во этажей	Ср. давл. по подошве задание/оценка, кН/м ²	Площадь фунда., м ²	Длина свай проектн./фактич., м	Кол-во свай
10	16	254/254	2636	14 /13,5	1380
11	23	526/353	1035	5/4,5	918
12А	17-25	272/272	2233	7 /6	789
12Б	23	526/353	905	5 /3,5	918
13	23	526/353	905	6 /4,5	918
14	16-14	255/255	3383	5 /3,5	1390
15	17	272/272	1034	10 /9	888
16	17	272/272	1034	5 /4	888
17	17	272/272	1034	5 /4	888
18	17	272/272	1034	5/4	888

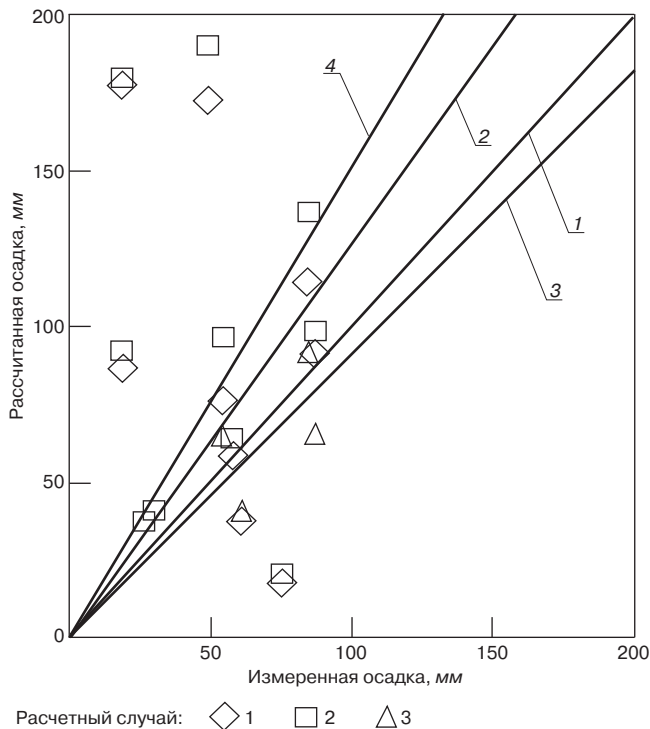


Рис. 2. Сопоставительные графики рассчитанных и измеренных осадок для различных расчетных случаев согласно табл. 3: 1 – линия абсолютной сходимости; 2 – осредненная линия для случая I; 3 – осредненная линия для случая II; 4 – осредненная линия для случая III

грунтового массива, включая наблюдения за уровнем подземных вод.

Инструментальные наблюдения за перемещениями фундаментов строящихся зданий проводились первым классом точности (точность 1 мм). Периодичность измерений выбиралась с учетом скорости возведения зданий. Общий срок наблюдения в настоящее время составляет 6 лет. Для отдельных зданий производились наблюдения за послойными деформациями грунта. Отдельные вопросы геотехнического мониторинга рассмотрены в работах [1–3].

Сравнение расчетных значений осадки с результатами мониторинга. Существующие методики, применяющиеся при проектировании свайных фундаментов в части определения осадки, в основном так или иначе основаны на модели упругого полупространства, рекомендованной СНиП 2.02.01–83 и СП 50-101–2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений».

Для проведения сравнения был выбран основной, предлагаемый в СНиП 2.02.01–83 метод послойного суммирования. Метод является упрощенным решением задачи теории упругости о приложении нагрузки к полупространству. Данный метод позволяет определить величину средней осадки сооружения в зависимости от размеров фундамента, его типа, среднего давления, передающегося на фундамент, и грунтовых условий участка строительства.

Целью выполненных расчетов является оценка адекватности рекомендуемых методов, оценка влияния тех или иных расчетных предпосылок и технологических факторов.

При выполнении настоящих расчетов глубина сжимаемой толщи выбиралась в соответствии с рекомендациями СНиП 2.02.01–83 и СП 50-101–2004 из следующих условий: А – дополнительные напряжения менее 20% от бытовых

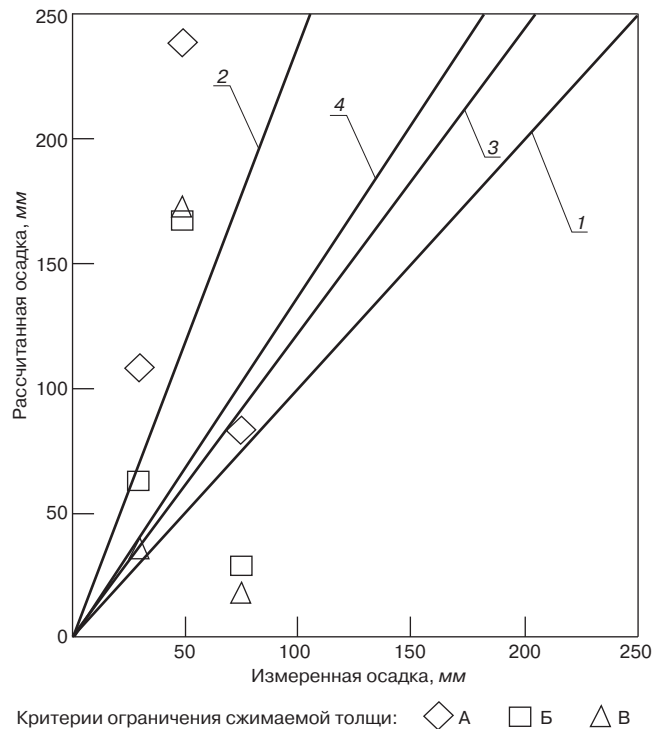


Рис. 3. Сопоставительные графики рассчитанных и измеренных осадок для различных критериев ограничения сжимаемой толщи согласно табл. 3: 1 – линия абсолютной сходимости; 2 – осредненная линия для условия А; 3 – осредненная линия для условия Б; 4 – осредненная линия для условия В

напряжений; Б – дополнительные напряжения менее 50% от бытовых напряжений; В – залегание слоя известняка при невыполнении ни одного из вышеописанных критериев до слоя известняка.

Вышеуказанные критерии были получены авторами СНиП 2.02.01–83 и СП 50-101–2004 по результатам наблюдения за деформациями грунта основания под существующими фундаментами.

В рассматриваемых грунтовых условиях часто встречалась ситуация, когда в разрезе на небольшой глубине присутствует слой известняка толщиной 1–4 м, подстилаемый глинистыми грунтами. В этой ситуации СНиП 2.02.01–83 дает четкую рекомендацию об ограничении сжимаемой толщи на отметке залегания кровли грунта с модулем деформации ≥ 100 МПа. Существуют примеры, в которых прослойка известняка включается в сжимаемую толщу, а граница сжимаемой толщи устанавливается в подстилающих скальный слой грунтах. Для оценки правильности той или иной рекомендации были проведены дополнительные расчеты с различными критериями ограничения сжимаемой толщи (рис. 2).

В табл. 3 приведены данные результатов расчетов всех десяти рассматриваемых зданий, выполненные методом послойного суммирования. Там же приводятся данные по величине средней осадки периметральных точек фундамента сооружений, измеренные в процессе мониторинга. Следует заметить, что расчетная осадка определялась для нескольких случаев. Расчетный случай I: осадка определялась в соответствии с проектом (проектная нагрузка, проектная глубина погружения свай); расчетный случай II: осадка определялась на проектное значение нагрузки, но с учетом фактической осредненной глубины погружения свай (по журналам забивки); расчетный случай III: осадка определялась с

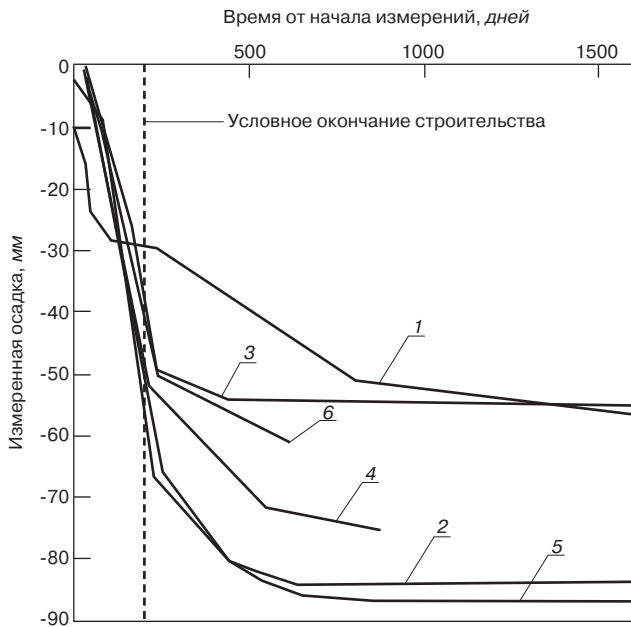


Рис. 4. Зависимость развития осадки фундаментов различных зданий от времени: 1 – д. 14; 2 – д. 12Б; 3 – д. 13; 4 – д. 10; 5 – д. 11; 6 – д. 12А

фактической глубиной погружения свай и откорректированной нагрузкой. Нагрузка при этом определялась без «перестраховочных» коэффициентов запаса (коэффициентов ГИПа), в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07–85.

Следует отметить, что в ряде случаев в грунтовом разрезе встречался выдержанный маломощный (1 м) слой известняка или щебня (д. 10, 16–18). В таких случаях расчеты выполнялись с учетом данного слоя в сжимаемой толще.

На рис. 2, 3 показаны сопоставительные графики рассчитанных и измеренных значений осадок, которые позволяют оценить влияние тех или иных предпосылок на сходимость расчетных и измеренных значений. На рис. 2 показан сопоставительный график измеренных и рассчитанных осадок для трех расчетных случаев, описанных выше.

Результаты расчетов с различными критериями ограничения сжимаемой толщи показаны на рис. 3. Возможно, что по истечении большего промежутка времени осадка фундамента приблизится к рассчитанной по методике определения глубины сжимаемой толщи (А или Б).

Лучшее совпадение рассчитанных осадок с измеренными достигается в основаниях, сложенных песчаными грунтами (д. 12А, 12Б, 13, 14). При этом максимальный разброс между рассчитанной осадкой и измеренной составляет 10%. В основаниях, мощность глинистых слоев в которых больше песчаных, заметно увеличение расчетных осадок по сравнению с измеренными. Это обуславливается тем, что стабилизация осадок глины протекает долго и может занимать несколько лет. В данный момент стабилизация осадок фундаментов, опирающихся в основном на глинистые грунты, еще не завершилась и величина измеряемой осадки будет продолжаться. Это можно увидеть, сопоставляя графики развития осадки во времени для оснований, сложенных песчаными и глинистыми грунтами. На рис. 4 показано развитие осадки во времени для различных зданий (где горизонтальная ось – количество дней наблюдения, вертикальная – измеренная осадка). Осадки фундаментов, основанием которых служит песок, практически прекратились после завершения строительства, тогда

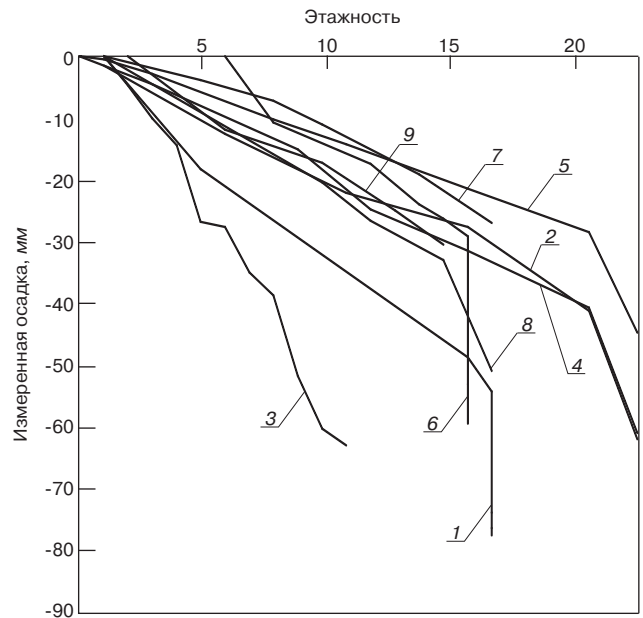


Рис. 5. Зависимость развития осадки фундаментов различных зданий от этажности: 1 – д. 10; 2 – д. 11; 3 – д. 12А; 4 – д. 12Б; 5 – д. 13; 6 – д. 14; 7 – д. 15; 8 – д. 16; 9 – д. 17

как осадки фундаментов, основания которых сложены глинистыми грунтами, могут составлять более 50% осадок на стадии строительства.

Некоторое завышение расчетных осадок можно объяснить тем, что величина осадки в центре фундамента, получаемая по методу послойного суммирования, в случае фундамента конечной жесткости всегда больше осадки на его

Таблица 3

№ дома	Условия расчета*	Осадка, мм			
		Расчетная для случая			Измеренная
		I	II	III	
10	A	83	83	–	75
	B	29	30	–	75
	B	18	21	–	75
11	B	91	99	66	87
12А	B	38	–	41	61
12Б	B	114	137	92	85
13	B	76	96	65	54
14	B	59	64	–	58
15	B	30	38	–	26
16	A	238	271	–	49
	B	167	210	–	49
	B	173	190	–	49
17	A	108	109	–	29
	B	63	65	–	29
	B	36	41	–	29
18	B	178	180	–	18
	B _щ	87	92	–	18

* А – ограничение сжимаемой толщи при дополнительных напряжениях менее 20% от бытовых напряжений; Б – ограничение сжимаемой толщи при дополнительных напряжениях менее 50% от бытовых напряжений; В – ограничение сжимаемой толщи по месту залегания известняка; В_щ – ограничение сжимаемой толщи по месту залегания щебня.

краях. Вопрос о характере распределения осадок в плане здания довольно сложный и должен решаться в системе основание–фундамент–сооружение. Таким образом, задача о характере распределения осадок в плане и сопоставлении натуральных измерений осадок с расчетными должна рассматриваться путем выполнения совместных расчетов по итерационной методике или в единой постановке.

Измерение осадок д. 15–18 производилось только до окончания строительства, таким образом, значительная часть осадок после строительства зафиксирована не была. На рис. 4 показано увеличение осадок после окончания строительства.

В целом расчеты, произведенные методом послойного суммирования, в большинстве случаев показывают результаты в запасе надежности (наибольшее количество точек находится в секторе завышения расчетных осадок). Расчеты, показавшие меньшие значения осадок, чем измеренные, вероятнее всего связаны с неучтенными факторами, особенно при производстве работ и т. д.

Можно сделать вывод о применимости метода послойного суммирования как для расчета сооружений средней сложности так и приближенного, поверочного расчета для начальной стадии расчетов сложных сооружений, а также для проверки адекватности принятых проектных средних осадок, вычисленных каким-либо способом. Для более достоверного определения осадки и ее распределения в плане сооружения следует пользоваться совместными расчетами основания–фундамента–сооружения.

Существующие численные методы расчета осадки основания являются наиболее совершенными на настоящий момент, но требуют большого количества исходных данных, зачастую не получаемых при стандартных инженерно-геологических изысканиях и высокой квалификации инженера, выполняющего расчеты.

Очевидна необходимость появления новых и развития существующих инженерных методов расчета, позволяющих учесть такие эффекты, как продавливание свай, влияние уплотнения грунта при забивке свай, природное напряженно-деформированное состояние грунта основания и т. д.

Сопоставление расчетных и измеренных осадок свайных фундаментов, выполненных в виде свайных полей из забивных свай сечением 30×30 см с шагом 1,2–2,6 м для восприятия нагрузок от 14–23 этажей зданий, в инженерно-геологических условиях строительной площадки Павшинской поймы показало достаточно высокую сходимость полученных значений. Наибольшая сходимость получена в случае, когда в основании залегают песчаные грунты. Разница между расчетными и измеренными значениями не превышает 10%. В случае, когда в основании залегают глинистые грунты, эта разница больше (расчетные значения превышают измеренные), что может быть вызвано незавершившейся фильтрационной консолидацией.

Осадки фундаментов в случае расположения в основании песчаных грунтов завершается вскоре после окончания строительства. В случае пылевато-глинистых грунтов осадка продолжается и после завершения строительства. При этом ее значения могут составлять более 50% осадок, достигнутых на стадии строительства.

При расчете осадки фундамента рассмотренных свайных полей ограничение сжимаемой толщи рекомендуется принимать на отметке, где дополнительные давления не превышают 50% от природных давлений.

Применение метода послойного суммирования оправданно для расчета сооружений средней сложности или для поверочного расчета при начальных стадиях расчетов сложных сооружений, а также для проверки адекватности принятых проектных средних осадок, вычисленных каким-либо способом. Для более достоверного определения осадки и ее распределения в плане сооружения следует пользоваться совместными расчетами основания–фундамента–сооружения.

Необходимо подвергать анализу нагрузку, выдаваемую проектировщиком каркаса сооружения, и иметь представление о приближенном уровне нагрузок от того или иного типа сооружения для оценки принимаемых решений и сопоставления натуральных измерений с расчетными.

Список литературы

1. Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Ибраев Р.Р. Экспериментальные исследования осадок свайных фундаментов // Юбилейный сб. НИИОСП 75 лет. 2006. С. 126–135.
2. Харичкин А.И., Безволев С.Г., Шулятьев О.А. Практическое исследование эффекта краевой сваи // Юбилейный сб. НИИОСП 75 лет. 2006. С. 202–211.
3. Шулятьев О.А., Харичкин А.И. Натурные измерения расчетных нагрузок между сваями и фундаментом // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2009. № 6. С. 17–23.
4. Егоров К.Е., Нечипорович А.А. Исследования деформаций оснований // Сб. статей К.Б. Егорова К расчету деформаций оснований. М.: ФГУП «ВНИИГПИ». 2002. С. 238–258.



**БЕЛГОРОДСКАЯ
ТОРГОВО-ПРОМЫШЛЕННАЯ ПАЛАТА**

» **БЕЛЭКСПОЦЕНТР**



4-6 августа 2010

VI БЕЛГОРОДСКИЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФОРУМ

*Межрегиональная
специализированная выставка*

СОВРЕМЕННЫЙ ГОРОД

СТРОЙИНДУСТРИЯ

**ЯРМАРКА
НЕДВИЖИМОСТИ**

ЭНЕРГЕТИКА.

РЕСУРСОСБЕРЕЖЕНИЕ.

ЭКОЛОГИЯ




T./ф.: (4722) 58-29-51, 58-29-50, 58-29-41

E-mail: belexpo@mail.ru; www.belexpocentr.ru

г. Белгород, ул. Победы, 147-а

УДК 624.159.4:69.032.22

*Р. КАТЦЕНБАХ, д-р техн. наук, Ш. ЛЕППЛА, инженер,
Технический университет (Дармштадт, Германия);
М. ФОГЛЕР, д-р техн. наук, Р.А. ДУНАЕВСКИЙ, Х. КУТТИГ, инженеры,
Инженерная ассоциация профессора Катценбаха (Франкфурт-на-Майне—Москва—Киев)*

Опыт оптимизации стоимости фундаментов высотных зданий

В центре внимания проектирования, ориентированного на экономическую эффективность и охрану окружающей среды, находится уменьшение потребления строительных материалов, времени строительства и энергии при строительстве и эксплуатации зданий. Одним из путей достижения этой цели является устройство комбинированного свайно-плитного фундамента (КСПФ). Оптимизация проекта фундаментов глубокого заложения проводится на основании значений трения по боковой поверхности и сопротивления под пятой сваи. В большинстве случаев опытные значения оказываются выше изначально принимаемых в рамках проектирования. Для обеспечения качества строительных работ необходимо проведение измерительного мониторинга в рамках проведения метода наблюдения.

Ключевые слова: комбинированный свайно-плитный фундамент, испытания свай, метод наблюдения, мониторинг.

Принципы работы КСПФ и нормативные документы, регламентирующие устройство КСПФ и испытания свай. Комбинированный свайно-плитный фундамент (КСПФ) – сложносоставная геотехническая конструкция, которая использует совместное несущее действие элементов фундамента – фундаментной плиты и свай при передаче нагрузок от конструкции на грунт (рис. 1).

Концепция КСПФ подразумевает, что нагрузка от сооружения передается на грунт частично сваями, используя сопротивление под пятой и по боковой поверхности, и частично самой фундаментной плитой. В традиционном свайном фундаменте фундаментная плита не учитывается при передаче нагрузки [1].

Несущая способность КСПФ рассчитывается следующим образом:

– несущая способность плиты:

$$R_{raft} = \int \sigma(x, y) dA; \quad (1)$$

– несущая способность сваи:

$$R_{pile}(s) = R_b(s) + R_s(s); \quad (2)$$

– сопротивление под пятой сваи:

$$R_b(s) = q_b \frac{\pi \cdot D^2}{4}; \quad (3)$$

– сопротивление по боковой поверхности сваи:

$$R_s(s) = \int q_s(s, z) \cdot \pi \cdot D dz; \quad (4)$$

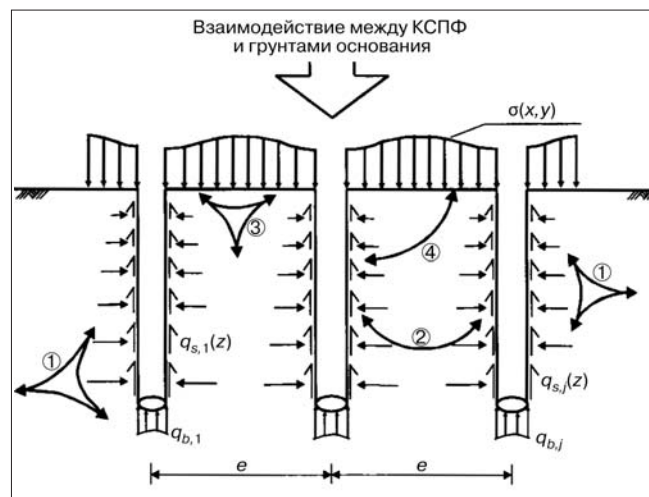


Рис. 1. Определяющие взаимодействия грунт – несущая конструкция КСПФ: 1 – между сваями и грунтом основания; 2 – между сваями в группе; 3 – между фундаментной плитой и грунтом основания; 4 – между сваями и фундаментной плитой

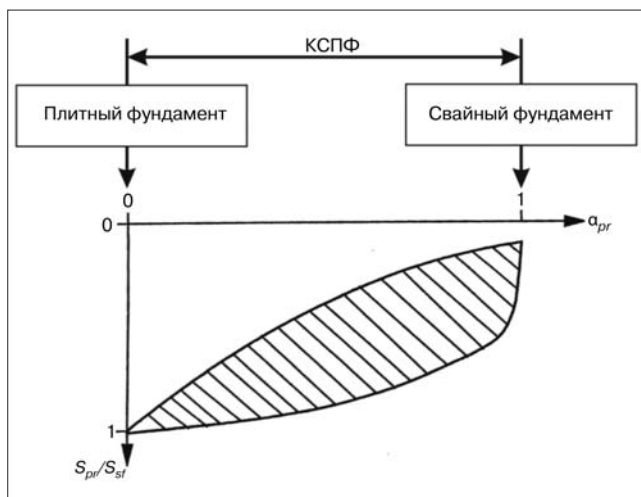


Рис. 2. Свайно-плитный коэффициент α_{pr} , где S_{pr} – осадка КСПФ; S_{sf} – осадка плитного фундамента

– общая несущая способность КСПФ:

$$R_{tot}(s) = \sum R_{pile}(s) + R_{raft}(s). \quad (5)$$

Несущая способность КСПФ описывается свайно-плитным коэффициентом α_{pr} :

$$\alpha_{pr} = \frac{\sum R_{pile}(s)}{R_{tot}(s)}. \quad (6)$$

Свайно-плитный коэффициент может находиться между предельными значениями $\alpha_{pr} = 0$ для плитного фундамента и $\alpha_{pr} = 1$ для свайного фундамента (рис. 2).

Преимуществами КСПФ являются уменьшение осадки и в особенности разности осадок; увеличение несущей способности фундаментной плиты; уменьшение изгибающих моментов, воздействующих на фундаментную плиту; минимизация затрат на фундаменты [2]. Анализ и проектирование КСПФ описаны в многочисленных исследованиях [3–6].

Основные положения при испытании свай. Требования к инженерно-геологическим изысканиям включают изучение деформационных свойств грунтов и результатов испытаний свай. Испытания свай, проводимые до достижения отказа сваи, имеют большое значение для создания реалистичной и оптимизированной с экономической точки зрения модели фундамента глубокого заложения [7]. Целью испытания свай является получение значений предельного сопротивления по боковой поверхности и под пятой сваи, а также соответствующих значений осадки с использованием необходимых для испытания измерительных инструментов [8].

При классическом испытании свай статическая нагрузка прикладывается к оголовку сваи, при этом проводится измерение осадок с помощью датчиков перемещений, а также измеряется нагрузка на пяте сваи с использованием динамометров (рис. 3, а). При данном способе технически сложно достичь отказа сильно нагруженных свай большого диаметра, или же стоимость проведения испытания (громоздкие анкерные конструкции, домкраты повышенной мощности и т. д.) становится необоснованной с экономической точки зрения. В таких случаях классический способ испытания должен применяться на сваях меньшего диаметра по EN 1997 EUROCODE 7 (EC7) Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Geotechnical design («Геотехника. Проектирование, расчеты, параметры»), а полученные значения – переноситься на сваи большего диаметра, предусмотренного проектом.

Другой способ испытания заключается в разделении сваи на сегменты и установке домкратов между сегментами (рис. 3, б).

Основным отличием классического способа испытания является необходимость использования опорной конструкции, в качестве которой, как правило, используются анкерные сваи, в то время как при испытании свай, разделенных на сегменты, такая необходимость отпадает. Также разделенные на сегменты сваи могут быть испытаны на большей глубине, при этом остаточное пространство до поверхности земли заполняется грунтом (верхний сегмент может не доходить до поверхности земли). В классическом варианте испытываемая свая должна быть изготовлена от поверхности земли. Испытание свай до достижения отказа требует тщательного проектирования,

в том числе анализ возможных значений сопротивления грунта по боковой поверхности и под пятой сваи. Часто в качестве критерия предельной осадки принимается значение, равное $0,1D$ (D – диаметр сваи). Предельное значение ползучести $k_s \approx 2$ мм. Ограничение ползучести обеспечивает защиту от отказа сваи до достижения предельной осадки. Проект испытания свай должен обеспечить доведение сваи от отказа по грунту до достижения предельного состояния по материалу.

Ограничение осадки сваи, равное 4 см согласно СНиП 2.02.03–85 «Свайные фундаменты» без учета диаметра сваи, в особенности для свай больших диаметров, ведет к тому, что предельная несущая способность испытываемой сваи не достигается, вследствие чего проектирование свайных фундаментов производится более консервативным способом, в частности при проектировании КСПФ. Таким образом, существует возможность экономии затрат в будущем без негативного влияния на устойчивость или на функциональность фундамента.

Требования к проектированию и строительству КСПФ согласно российским и немецким строительным нормативным документам. Комбинированный свайно-плитный фундамент многократно упоминается в российских нормативных документах (МГСН 4.19–05 «Многофункциональные высотные здания и комплексы»; МГСН 2.07–01 «Основания, фундаменты и подземные сооружения»; ТСН 50-302–2004 «Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге»).

В Германии проектирование КСПФ определяется нормативным документом DIN 1054:2005–01 «Subsoil. Verification of the safety of earthworks and foundations», учитывающим требования EC7 к национальным строительным нормам европейских стран. В отношении проектирования КСПФ DIN 1054:2005–01 ссылается на руководящий документ по КСПФ «Комбинированные свайно-плитные фундаменты» [1].

В российских и немецких нормативных документах определены некоторые ограничения в использовании КСПФ в условиях слабонесущих грунтов. В [1] даются ограничения, касающиеся деформационных характеристик грунтов (отношение модулей деформации $E_{\text{верх}}/E_{\text{низ}} \leq 1/10$,

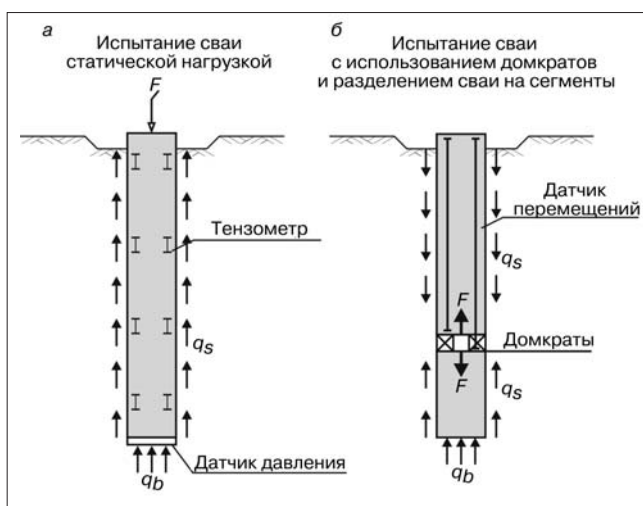


Рис. 3. Схема испытания свай: а – классическое испытание сваи с передачей нагрузки на оголовки сваи и измерительными приборами в теле сваи; б – испытание сваи методом «погруженного домкрата»

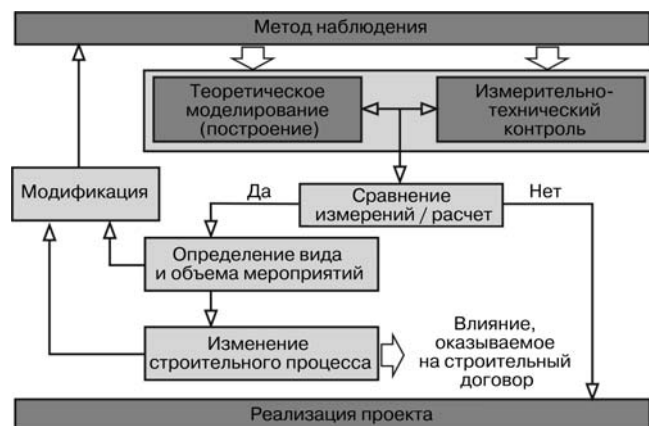


Рис. 4. Процедура метода наблюдения

кроме того, свайно-плитный коэффициент α_{pr} должен быть больше 0,9. На практике КСПФ применяется, как правило, в связных грунтах, песках и выветрелых скальных грунтах и сравнительно редко в неветрелых скальных породах. Согласно [1] КСПФ применяется в основном для восприятия вертикальных нагрузок. Однако на практике КСПФ был успешно применен и для восприятия преимущественно горизонтальных нагрузок [9].

Процедуры проектирования КСПФ в России и Германии сильно отличаются друг от друга. В Германии установлены повышенные требования к расчетной схеме. На практике используется метод конечных элементов (МКЭ) с использованием трехмерной модели, калибруемой в соответствии с результатами испытаний свай [10].

Деформационные свойства грунта могут определяться на основе решения обратной задачи исходя из опыта ранее построенных объектов [11]. В руководящем документе по КСПФ приводятся расчетные процедуры для предельных состояний I и II групп. Процедура расчета КСПФ для предельных состояний I группы включает в себя расчет внешней несущей способности (взаимодействие грунт – сваи – плита) и расчет несущей способности материала. Расчеты должны выполняться с нормативными значениями характеристик грунтов и строительных материалов. Расчет внешней несущей способности (взаимодействие грунт – сваи – плита) для предельных состояний I группы проводится для всей системы фундамента при коэффициенте надежности $\eta = 2$. Расчеты внешней несущей способности для предельных состояний I группы для отдельно стоящих свай не требуется. Расчеты для предельных состояний II группы должны быть выполнены с использованием нормативных значений характеристик грунтов, а также строительных материалов и приложением рабочей нагрузки. Расчет внутренней несущей способности должен быть выполнен для предельных состояний обеих групп. Таким образом, расчет плиты и сваи должен учитывать наиболее неблагоприятный расчетный случай. Строгие ограничения к осадкам зданий не предъявляются. Ограничения осадок окружающих зданий и сооружений определяются с учетом чувствительности каждого сооружения. На практике используется критерий относительной разности осадок для высотных зданий – 1/1000.

В российских нормативах не описывается расчет для предельных состояний I группы. Расчет для предельных состояний II группы, в частности оценка осадок, представ-

лен в виде аналитического решения для $\alpha_{pr} = 0,85$ (СП 50-102-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов»; Рекомендации по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной застройки в г. Москве, 1999; МГСН 2.07-01; Инструкция по проектированию и устройству свайных фундаментов зданий и сооружений в г. Москве, 2001; Рекомендации по расчету, проектированию и устройству свайных фундаментов нового типа в г. Москве, 1997) и для простых примеров в виде формулы для расчета осадки в МГСН 2.07-01 и Инструкции 2001. Согласно российским строительным нормативам расчет осадки КСПФ должен быть сопоставлен с расчетом на осадку условного фундамента по СНиП 2.02.03-85. Предельные значения осадки и относительной разности осадок приведены в СП 50-102-2003 и СП 50-101-2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий».

Согласно российским нормативам только буровые и забивные сваи могут быть использованы для КСПФ (МГСН 2.07-01, Инструкция 2001, Рекомендации 1997). Согласно МГСН 2.07-01 требуется жесткое соединение между сваями и плитой.

В руководящем документе по КСПФ нет ограничений на определенные типы вертикальных элементов; допускается использование буровых и забивных свай, баретт или шпунта. Нужно отметить, что на практике наиболее распространенным типом вертикальных элементов являются буровые сваи диаметром до 2 м, а также баретты. Зачастую элементы подпорной стены котлована используются в качестве вертикально нагруженного несущего элемента. Забивные сваи сравнительно редко применяются в КСПФ в связи с их низкой несущей способностью по материалу. Сваи, предусматриваемые как средство для уменьшения осадки, располагаются под участками с наибольшей нагрузкой; длина и диаметр свай выбираются таким образом, чтобы достичь примерно одинаковой жесткости свай и обеспечить равномерную осадку фундамента. КСПФ без жесткого соединения между сваями и плитой был многократно выполнен и целесообразен для применения в сейсмически активных районах. В зависимости от характеристик грунтов и с применением современных технологий, а также прогрессивных подходов при проектировании были успешно выполнены КСПФ с коэффициентом $\alpha_{pr} = 0,5$. Кроме того, в руководящем документе по КСПФ приводится процедура контроля проектирования, а также меры по обеспечению контроля за качеством. В российских нормативах подобные процедуры не регламентируются.

В результате анализа нормативных требований к КСПФ в России и Германии обнаружены существенные отличия, в частности в расчетах КСПФ для предельных состояний I и II групп. В ближайшем будущем необходимо объединение опыта, приобретенного в обеих странах, и разработка новых нормативных документов по КСПФ.

Метод наблюдения является одним из инструментов контроля качества и конечной проверки надежности, а также точности примененной геотехнической теоретической модели как основы проектирования (рис. 4). Согласно европейскому нормативному документу EC7 применение метода наблюдения необходимо для сооружений Геотехнической категории 3, какими являются КСПФ. Особое внимание метод наблюдения уделяет доминирующей роли грунтов основания во время и после возведения здания. Метод наблюдения представляет собой пошаговый метод, учитывающий взаимодействие и взаимосвязь между от-



Рис. 5. Мессетурм во Франкфурте-на-Майне

дельными шагами. Первый шаг включает в себя составление компьютерной модели и расчет (прогноз) ожидаемых результатов, таких как, например, ожидаемые осадки сооружения и соответственно фундамента. Одновременно на основе измерений выполняется мониторинг. Второй шаг представляет собой сопоставление прогнозируемых значений со значениями, полученными в результате измерений. Если эти значения совпадают друг с другом с достаточной степенью точности, то завершающим этапом является реализация проекта. Если же полученные значения отличаются друг от друга, необходимо определить дальнейшие действия. Это может быть осуществлено с помощью изменения теоретической модели, причем пошаговая процедура производится вновь, от начала логической цепочки. Второй возможный шаг после определения вида и объема мероприятий – это адаптация строительного процесса, с одной стороны, ведущая к изменению компьютерной модели и новому старту логической цепочки, и с другой стороны, возможно, требующая пересмотра договора между заказчиком и подрядчиком.

Геотехнической измерительной техникой являются тензометры, динамометры, датчики давления, датчики порового давления воды, инклинометры, (мульти-) экстензометры.

Случаи из практики. Высота Мессетурм во Франкфурте-на-Майне 256,5 м (рис. 5). Фундаментом Мессетурм служит КСПФ во франкфуртских глинах. Фундаментная плита имеет размеры 58,8×58,8 м с наибольшей толщиной 6 м в центре и 3 м по краям плиты. Глубина заложения фундаментной плиты составляет 11–14 м. Под плитой расположены 64 буровые сваи диаметром 1,3 м и длиной 30,9 м в центральном ряду и 26,9 м по краям (рис. 6). Общая нагрузка (для расчета осадок), включая 30% от переменных нагрузок, составляет около 1855 МН.

На площадке Мессетурм техногенные отложения подстилаются четвертичными песками и гравием до глубины 8–10 м ниже поверхности земли. Под четвертичными отло-

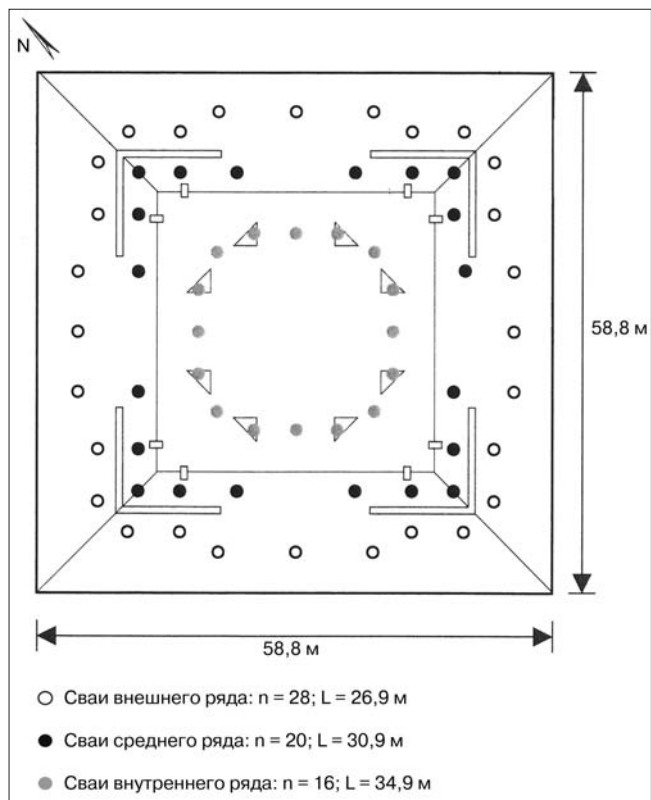


Рис. 6. Фундаментная плита и расположение свай

жениями находятся слои третичной франкфуртской глины до глубины около 70 м. Грунтовые воды вскрыты на глубине 4,5–5 м.

Развитие осадок контролировалось с помощью метода наблюдения при применении измерительного мониторинга. Наибольшая осадка составила 13 см и была зафиксирована в декабре 1998 г. (рис. 7). КСПФ был рассчитан с по-

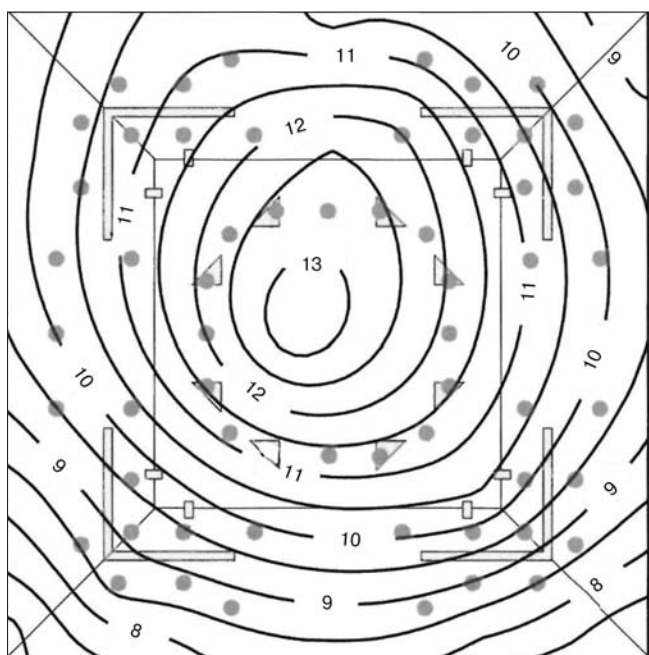


Рис. 7. Осадки, измеренные в декабре 1998 г.

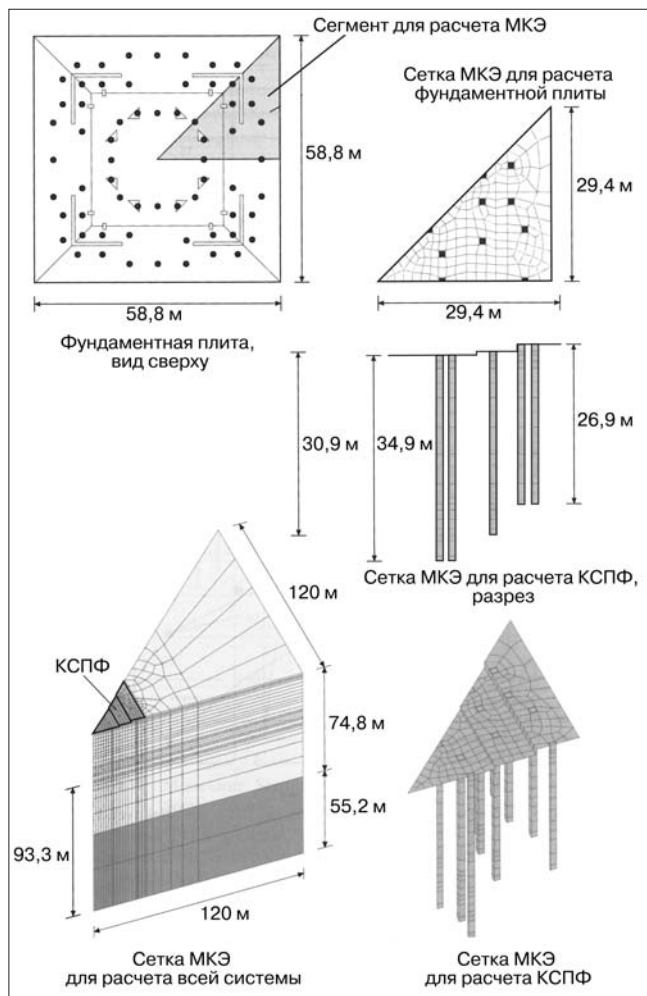


Рис. 8. Сетка МКЭ для расчета фундамента

мощью метода конечных элементов (МКЭ). При этом была смоделирована часть фундаментной плиты с использованием ее симметричности в плане (рис. 8).

Расчет методом конечных элементов выполнен с пошаговым анализом процесса строительства, с учетом выемки строительного котлована, устройства КСПФ, понижения уровня грунтовых вод, нагружения КСПФ и восстановления уровня грунтовых вод.

Отдельные расчеты были выполнены для моделей различных типов фундаментов. При этом были проанализированы как варианты свай различных конфигураций и длин, так и фундамент в виде плиты. На рис. 9 представлено сравнение осадок выполненного КСПФ и расчетных осадок плитного фундамента.

Расчетные осадки плитного фундамента составили 32,5 см. Расчетные осадки КСПФ практически совпадают с измеренными в реальности и составляют около 13 см. Свайно-плитный коэффициент составил около $\alpha_{pr} = 0,43$.

Трение по боковой поверхности буровых свай во франкфуртской глине было определено в процессе строительства многих небоскребов во Франкфурте-на-Майне в ходе проведения нескольких полевых испытаний свай. Полученные предельные значения трения по боковой поверхности составляют 60–80 кН/м² для свай длиной 20 м.

На примере свай Мессетурм измеренное значение трения по боковой поверхности f_i составило в среднем

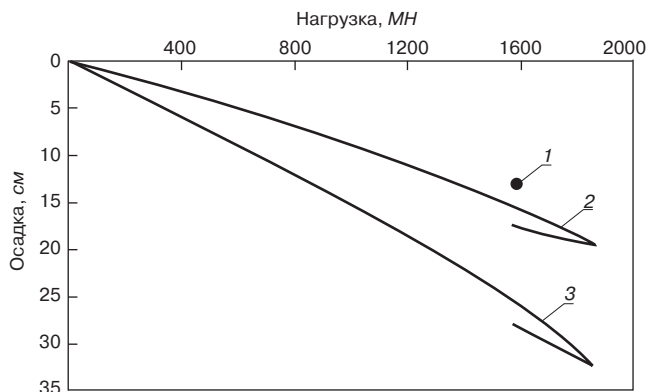


Рис. 9. Измеренные и расчетные осадки: 1 – измеренное значение (17.12.1998); 2 – расчет МКЭ (КСПФ); 3 – расчет МКЭ (плитный фундамент)

90–105 кН/м². Пята свай расположена на глубине около 50 м ниже поверхности земли. На нижнем участке свай наибольшее измеренное значение f_i составило 200 кН/м².

Более высокие значения трения по боковой поверхности, измеренные на сваях КСПФ, становятся возможными из-за повышения общего давления на грунт между сваями, на которое в том числе влияет передача нагрузки от фундаментной плиты.

Классический свайный фундамент потребовал бы устройства 316 свай длиной 30 м. По сравнению с выполненным КСПФ с 64 сваями и средней длиной свай около 30 м свайный фундамент является более ресурсозатратным. Увеличение затрат составило бы около 3,9 млн евро.

Башня «Федерация» является частью проекта Москва-Сити, включающего строительство множества офисных высотных зданий в центре Москвы на площади более чем 1 км². Башня «Федерация» состоит из двух отдельных башен, которые располагаются на общей фундаментной плите длиной около 140 м, шириной около 80 м и толщиной 4,6 м, с глубиной заложения около 20 м ниже поверхности земли. Общая нагрузка составляет около 3000 МН для башни А (высота 360 м) и 2000 МН для башни Б (высота 506 м). С учетом дополнительной нагрузки 1000 МН от стиловатной части и подземных этажей, а также собственного веса фундаментной плиты около 1300 МН общая нагрузка составляет около 7300 МН.

Строительный участок Москва-Сити расположен в западной части центрального района Москвы на левом берегу Москвы-реки. Техногенные грунты подстилаются четвертичными отложениями речной террасы, под которыми вскрыты чередующиеся пласты каменноугольного периода. Под фундаментной плитой башни «Федерация» обнаружено сложное неравномерно чередующееся напластование грунтов, включающее в себя кавернозные и пористые известняки различной степени трещиноватости и мергельные глины различной степени прочности, являющиеся водоупором. Толщина слоев составляет 3–10 м. Москва-Сити и участок башни «Федерация» находятся на территории потенциально опасной с точки зрения карстово-суффозионных процессов.

На проектной территории были вскрыты несколько водоносных горизонтов, в том числе напорные. Водоносные горизонты не связаны между собой вследствие водоупорного действия мергельных глин. Циркуляция грунтовых вод происходит в основном в трещиноватых и подверженных карстово-суффозионным процессам известняках. Высота

напора грунтовых вод, циркулирующих в нижнем пласте известняка, составляет 12 м выше подошвы слоя водоупорной глины. Грунтовые воды водоносного горизонта, циркулирующие в верхнем пласте известняка, имеют более высокий гидравлический напор.

Весной 2005 г. на проектной площадке башни «Федерация» были проведены испытания свай TP 15-1 и TP 15-2 по методу Остерберга. Испытуемые сваи имели диаметр 1,2 м и длину сегментов 6,9 м и 13,35 м. Сваи были установлены в слое известняка (рис. 10). Остаточное пространство до поверхности земли было заполнено песком.

Каждая свая разделялась на два сегмента. Между сегментами устанавливались датчики по методу Остерберга. Каждая испытываемая свая оснащалась тензometрами для измерения перемещений свайных сегментов. Максимальная приложенная нагрузка при испытании TP 15-1 33 МН. При достижении нагрузки 15 МН выполнялось разгружение до нулевой нагрузки с последующим повторным нагружением (рис. 11).

Общее перемещение верхнего и нижнего сегментов составило соответственно 0,6 см и 0,4 см. При этом не было достигнуто ни отказа одного из сегментов, ни эмпирического критерия предельной осадки, равного $0,1D = 12$ см. По результатам испытания TP 15-1 значение трения по боковой поверхности сваи около 1140 кН/м^2 , а сопротивление под пятой сваи около 5380 кН/м^2 . Данные значения не являются предельными.

Испытание сваи TP-15-2 было также доведено до максимальной нагрузки 33 МН. В процессе испытания выполнялось три разгружения сваи до нулевой нагрузки (рис. 12).

Конечное перемещение верхнего и нижнего сегментов составило соответственно 4,3 и 2,2 см. При этом также не было достигнуто ни отказа одного из сегментов, ни предельной осадки по эмпирической формуле $0,1D = 12$ см. По результатам испытания TP 15-2 значение трения по боковой поверхности сваи составило около 2310 кН/м^2 , а сопротивление под пятой сваи около 5630 кН/м^2 .

В ходе испытаний были получены значения трения по боковой поверхности в кавернозных и пористых известняках различной степени трещиноватости: около 1100 кН/м^2 при перемещении около 0,5 см из испытания TP 15-1 и около 2300 кН/м^2 при перемещении около 2 см из испытания TP 15-2. В немецком нормативе DIN 1054:2005–01 приводится эмпирическое максимальное значение трения по боковой поверхности 500 кН/м^2 для твердых горных пород, с прочностью на одноосное сжатие 20 МН/м^2 , а в EA-Pfähle (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 2007) – от 500 кН/м^2 до 2000 кН/м^2 в качестве предельных значений,

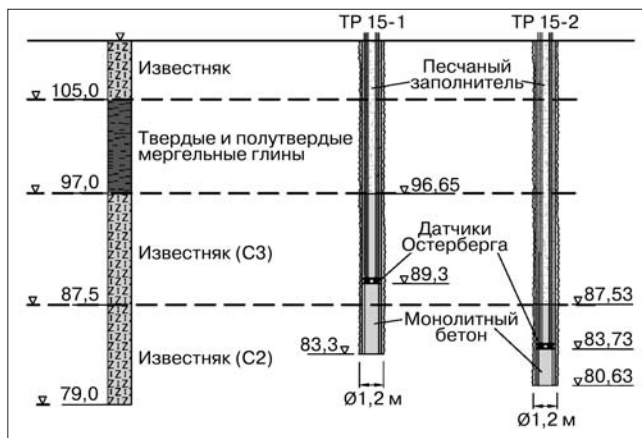


Рис. 10. Испытуемые сваи TP 15-1 и TP 15-2

т. е., для вышеописанных испытаний для осадки 12 см. Эмпирическое максимальное значение трения по боковой поверхности было достигнуто при пробном нагружении свай при достижении лишь 17% от эмпирического предела осадки и, таким образом, не является предельным значением. Действительное предельное значение трения по боковой поверхности не может быть определено по результатам двух вышеописанных испытаний свай.

По проекту *Mirax Plaza* в Киеве осуществляется строительство двух высотных башен высотой 192 м (46 этажей), торгово-развлекательного центра, подземной парковки. Примерная площадь участка составляет около 294000 м^2 . Проектный участок врезается в естественный склон высотой около 30 м [12].

Инженерно-геологические изыскания были проведены на глубину 70 м. При этом были вскрыты четвертичные, неогеновые и палеогеновые отложения (киевские мергельные глины и пески Бучаковского горизонта).

На проектной территории *Mirax Plaza* было проведено 4 испытания свай диаметром 0,82 м (2 испытания на выдергивающую нагрузку и 2 испытания на вдавливающую нагрузку). При этом испытания также не были доведены до отказа сваи в соответствии с критерием осадки $0,1D$. Результаты испытаний свай были использованы для решения обратной задачи с помощью моделирования методом конечных элементов. Результаты обратного анализа показали, что значения деформационных характеристик грунтов в три раза выше значений, приведенных в инженерно-геологическом отчете.

Результаты испытаний свай и выполненного обратного анализа были использованы при расчете методом конечных элементов трехмерной модели фундамента башни А с

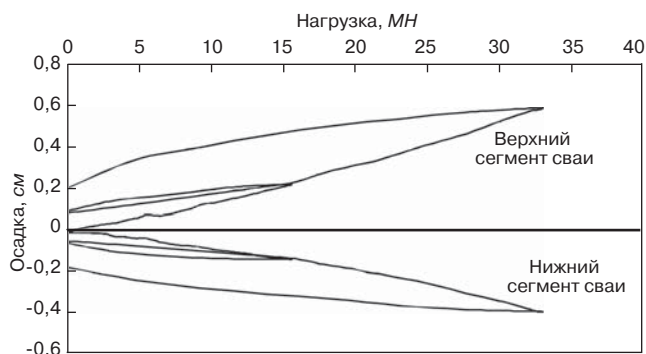


Рис. 11. Зависимость осадки от нагрузки для сваи TP 15-1

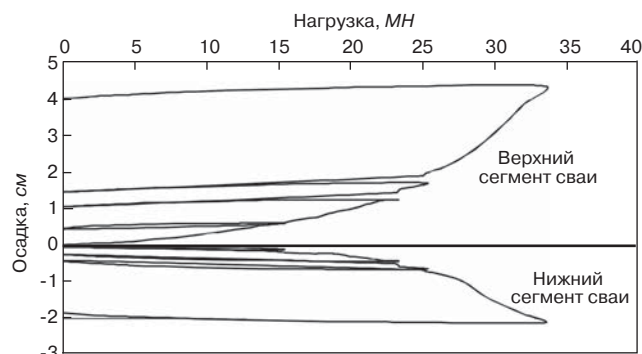


Рис. 12. Зависимость осадки от нагрузки для сваи TP 15-2

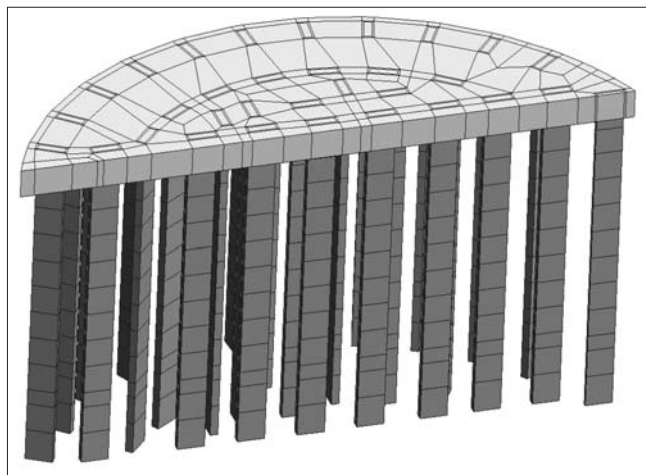


Рис. 13. Модель фундамента для расчета методом конечных элементов КСПФ башни А

учетом симметрии здания в плане (рис. 13). Общая нагрузка от башни А составляет около 2200 МН, а площадь фундамента около 2000 м².

Проект фундаментов предусматривает устройство КСПФ, состоящего в целом из 64 баретт размером 2,8 м×0,8 м и длиной 33 м.

Фундаментная плита толщиной 3 м расположена на глубине 10 м ниже поверхности земли в киевских мергельных глинах. Баретты прорезают слои киевских мергельных глин и опираются на пески Бучаковского горизонта.

Расчетные нагрузки на отдельные баретты находятся в диапазоне значений 22,1–44,5 МН. Нагрузка на краевые баретты согласно расчетам 41,2–44,5 МН, что значительно выше нагрузок на внутренние баретты с максимальным значением 30,7 МН. Это соответствует типичному поведению комбинированного свайно-плитного фундамента, когда крайние сваи воспринимают большие нагрузки из-за их большей жесткости, обусловленной большим объемом вовлеченного в работу грунта. Свайно-плитный коэффициент составляет $\alpha_{pr} = 0,88$. При нагрузке 85% от общей расчетной нагрузки, используемой для расчета осадки, максимальная расчетная осадка составила около 12 см. Расчетные значения давления под фундаментной плитой находятся в большинстве областей ниже 200 кН/м² и достигают около 400 кН/м² по краям высотного здания. Расчетные давления под пятой наружных баретт составляют в среднем около 5,100 кН/м², а внутренних баретт – в среднем около 4,130 кН/м². Мобилизуемое по стволу сваи трение по боковой поверхности возрастает с глубиной и достигает около 180 кН/м² для наружных баретт и около 150 кН/м² для внутренних баретт.

При строительстве башни А комплекса Mirax Plaza использовался метод наблюдения, предписываемый европейским нормативным документом Eurocode 7. В особенности изучалось натурное распределение нагрузок между бареттами и фундаментной плитой. Были установлены 3 датчика давления под фундаментной плитой, а две баретты (самая нагруженная внешняя и средненагруженная внутренняя) были оснащены датчиками по всей длине.

В рамках проекта Mirax Plaza были определены новые допустимые значения трения по боковой поверхности и сопротивления под пятой свай для типичных грунтов в Киеве. Этот уникальный опыт должен быть использован при строительстве нового поколения высотных зданий.

КСПФ высотного здания по проекту Mirax Plaza является первым комбинированным свайно-плитным фундаментом на Украине, прошедшим процедуру согласования. Использование оптимизации и положительного эффекта КСПФ позволило уменьшить количество баретт со 120 шт. длиной 40 м до 64 шт. длиной 33 м. Оптимизация фундамента привела к значительному сокращению объема используемых ресурсов и экономии 3,3 млн долл. США.

На примере высотных зданий Мессетурм, башни «Федерация» и Mirax Plaza показана возможность экономии ресурсов и сокращения расходов при использовании КСПФ и оптимизации проекта свайного фундамента с помощью соответствующего проведения испытания свай. Для обеспечения качества при возведении и проектировании КСПФ необходимо разработать международный руководящий документ по КСПФ в качестве нового нормативного документа на основе опытных данных, опубликованных в [1].

Список литературы

1. Hanisch J., Katzenbach R., König G. CPRF Guideline, Kombinierte Pfahl-Platten-gründungen. Berlin, Ernst & Sohn, 2002.
2. Katzenbach R. Optimized design of high-rise building foundations in settlement-sensitive soils / International Geotechnical Conference of Soil-Structure Interaction. St. Petersburg. 26–28.5.2005, Pp. 39–46.
3. Cooke R.W. Piled raft foundations on stiff clays – a contribution to design philosophy // Géotechnique 36, 1986. № 2, Pp. 169–203.
4. Poulos H.G., Small J.C., Ta L.D., Simha J., Chen L. Comparison of some methods for analysing of piled rafts / Proc. XIVth ICSMFE. Hamburg. 1997. 2:1119–1124.
5. Conte G., Mandolini A., Randolph M.F. Centrifuge modelling to investigate the performance of piled rafts. Deep Foundations on Bored and Auger Piles (BAP IV), van Impe (ed.). Millpress Rotterdam. 2003. Pp. 359–366.
6. Poulos H.G. Piled-raft foundation: design and applications // Géotechnique 51. 2001. № 2. Pp. 95–113.
7. Katzenbach R., Leppla S., Vogler M., Kuttig H., Dunaevskiy R. Gründungsoptimierung von Hochhäusern in Kiew / Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt. Heft 81. 2009. Pp. 93–107.
8. prEN ISO 22477-1 «Geotechnical investigation and testing. Testing of geotechnical structures» Part 1: Pile load test by static axially loaded compression.
9. Katzenbach R., Turek J., Vogler M. Entwicklung einer horizontal belasteten KPP am Beispiel der neuen Messe in Frankfurt am Main // Bauingenieur. 2002. Heft September. Pp. 393–399.
10. Katzenbach R., Bachmann G., Gutberlet C. Assessment of settlements of high-rise structures by numerical analysis / Linear and Non-linear Numerical Analysis of Foundations. Pp. 390–419. New York: John W. Bull. 2009.
11. Katzenbach R., Bachmann G., Gutberlet C. FEM for ULS and SLS checks of complex Foundations / Foundations: Proceedings of the Second BGA International Conference on Foundations, ICOF2008. HIS BRE Press. 2008.
12. Ади́каев В.А., Катценбах Р., Галинский О.М., Дунаевский Р.А. Комбинированный свайно-плитный фундамент с применением баретт // Жилищное строительство. 2009. № 7. С. 24–27.

УДК 624

*И.Э. ФАЙЗУЛЛИН, зам. министра строительства, архитектуры
и жилищно-коммунального хозяйства Республики Татарстан, ген. директор,
В.Е. ПОРТЯНКИН, гл. конструктор, М.Е. БЫКОВ, рук. службы управления проектами,
ГУП «Татинвестгражданпроект», Л.К. САФИУЛЛИНА, ведущий советник
отдела архитектуры и согласования проектной документации
Министерства строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства
Республики Татарстан (Казань)*

Строительство объектов Универсиады-2013 в Казани

Приведены примеры строительства большепролетных спортивных объектов на подтапливаемых территориях с торфяниками. Показано, что искусственное завышение планировочной отметки позволяет решить эту проблему.

Ключевые слова: планировочная отметка, свая, ростверк, несущие конструкции.

31 мая 2008 г. в Брюсселе Казань объявлена столицей XXVII Всемирной летней Универсиады 2013 г. Всемирные студенческие игры – второе по значимости международное спортивное событие после Олимпиады. Подготовка к Универсиаде в сложившейся экономической ситуации Правительством России и Татарстана рассматривается как один из приоритетных проектов. Очевидна роль этого события в популяризации массового спорта и здорового образа жизни, развитии всей системы российского студенческого спорта. Летом 2013 г. Казань планирует принять спортсменов и членов делегаций более чем из 170 стран общей численностью 13,5 тыс. человек.

В период Универсиады пройдут соревнования по 26 видам спорта, 13 из которых утверждены по предложению Минспорттуризма РФ. Для проведения соревнований XXVII Всемирной летней Универсиады 2013 г. в Казани планируется задействовать 64 спортивных объекта, 36 из которых объекты нового строительства и 28 объектов подлежат реконструкции в соответствии с требованиями Международной федерации студенческого спорта (FISU).

Проектирование и строительство жилых корпусов деревни Универсиады и 29 спортивных объектов начато в 2009 г., при этом уже в декабре того же года построено и введено в эксплуатацию 9 объектов, а к концу мая 2010 г. количество построенных объектов планируется довести до 18. Оптимизация проектных решений закладывалась на

стадии разработки технических заданий. Для строительства объектов, предназначенных для проведения тренировок, применялись преимущественно проекты повторного применения с индивидуализацией фасадов.

Строительство всех объектов велось и продолжает вестись ускоренными темпами. Многие технические решения, в том числе по устройству фундаментов, принимались непосредственно на строительной площадке, по результатам забивки пробных свай.

Например, при формировании участка под застройку двух спортивных объектов выбрана территория в непосредственной близости к городскому Парку Победы в районе ул. Маршала Чуйкова и ул. Бондаренко. При этом градостроительная ситуация определила расположение объектов в совокупности с территориальным и планировочным развитием парка, после чего возникла необходимость строительства спортивного комплекса на ул. Маршала Чуйкова на подтапливаемой территории с торфяниками. При попытке пробной забивки свай техника стала проседать, а сваи погружались в грунт после нескольких ударов.

В итоге было принято решение об искусственном завышении планировочной отметки территории и «нуля» здания на 3,5 м. Для этого дополнительно завезено более 200 тыс. м³ грунта на территорию строительства (рис. 1, а). На забитых сваях формировались ростверки, которые перекрывались друг с другом неразрезными монолитными



Рис. 1. Спортивный комплекс (Казань, ул. Маршала Чуйкова): а – земляные работы; б – монтаж конструкции; в – общий вид

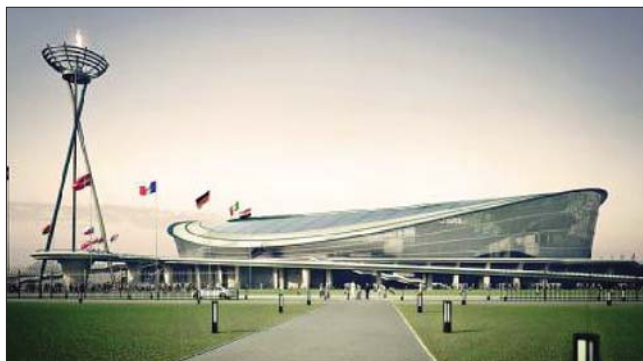


Рис. 2. Футбольный стадион на 45 тыс. зрителей (Казань, ул. Чистопольская): а – забивка свай; б – макет



Рис. 3. Дворец водных видов спорта (Казань, ул. Чистопольская): а – подготовка основания; б – макет

балками. Далее на фундаментах монтировался металлический каркас с большепролетными фермами и устройством мембранной кровли по утеплителю и профлисту (рис. 1, б). Комплекс введен в эксплуатацию в декабре 2009 г. (рис. 1, в).

В мае 2010 г. сдан Универсальный спортивный комплекс, где после проведения работ по благоустройству сформировался полноценный архитектурный ансамбль из двух спортивных объектов с открытыми площадками для отдыха и занятий спортом.

В ходе выбора площадок строительства для объектов XXVII Всемирной летней Универсиады под территорию застройки спортивными объектами попала пойменная часть правого берега р. Казанка. Выбор земельного участка для строительства футбольного стадиона на 45 тыс. зрителей (рис. 2) и Дворца водных видов спорта (рис. 3) на ул. Чистопольской выполнен на основе проекта планировки Комплекса спортивных сооружений и продиктован наличием свободной от застройки территории, расположенной в границах р. Казанка, ул. Чистопольской и пр. Хусаина Ямашева, а также транспортной обеспеченностью данной территории.

Строительство ведется на намывных территориях путем засыпки мелководной пойменной части р. Казанка. Стадион представляет собой разноуровневое (от 5 до 8 уровней) сооружение круглой формы (рис. 2, б). В качестве фундаментов приняты отдельные ростверки, опирающиеся на сваи сечением 40×40 см. Длина уточняется инженерно-геологическими исследованиями. В качестве несущих конструкций покрытия стадиона приняты стальные большепролетные фермы, на которые опираются второстепенные фермы, расположенные по периметру трибун. Общая устойчивость сооружения обеспечивается совместной ра-

ботой горизонтальных дисков перекрытий, покрытия, наклонных дисков трибун колонн и монолитных железобетонных пилонов.

Дворец водных видов спорта (74×187,5 м) также опирается на свайное основание (рис. 3, а). В качестве опор приняты сваи длиной 8 и 9 м, сечением 35×35 см. Для перераспределения нагрузок, исключения неравномерных деформаций основания устраивалась монолитная железобетонная плита под все здание по сплошному свайному основанию. Толщина плиты 500–900 мм в зависимости от нагрузок и шага свай. Для исключения подтопления подвальных помещений применялся монолитный бетон с добавками, уменьшающими водопроницаемость. Особенностью этого сооружения является перекрытие деревянной клееной арочной конструкцией с наклонными распорками.

При возведении объектов XXVII Всемирной летней Универсиады 2013 г. не возникало проблемных вопросов, требующих новаторских инженерных решений. Возникающие в процессе строительства вопросы инженерно-геологического характера на территориях застройки были решены силами специалистов генеральной проектной организации ГУП «Татинвестгражданпроект» в кратчайшие сроки для обеспечения своевременного начала строительства спортивных объектов.

Подписка на электронную версию

Актуальная информация для всех работников
строительного комплекса

ЖИЛИЩНОЕ
СТРОИТЕЛЬСТВО

<http://ejournal.rifsm.ru/>

УДК 624.1

*В.Я. ШИШКИН, канд. техн. наук, эксперт Москомэкспертизы Правительства Москвы,
А.П. ДОРОЖКИН, инженер, ООО «НПФ «Фундаментстройпроект» (Московская обл.)*

Проектирование и строительство котлованов для подземных автостоянок в Москве

Приведен опыт строительства котлована глубиной 10 м для 2-уровневого подземного гаража монолитного 22-этажного жилого дома. Проведено сравнение расчетных усилий в распорных конструкциях с измеренными тензо- и оптоволоконными датчиками. Рядовой случай строительства котлована в стесненных условиях Москвы может быть интересен для регионов РФ.

Ключевые слова: ростверк, котлован, скважина, свая, гидрогеологические условия строительства.

Строительство глубоких котлованов в стесненных условиях городской застройки возможно только при обеспечении безопасной эксплуатации застройки, окружающей это строительство. Влияние нового строительства на прилегающие сооружения не должно превышать допустимых значений в соответствии с требованиями МГСН 2.07–01 «Основания, фундаменты и подземные сооружения» и СП 50-101–2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений».

Влияние строящегося заглубленного сооружения на окружающую застройку определяется расчетом деформаций с учетом технологии крепления котлована. На рис. 1 представлен ситуационный план с окружающей застройкой и инженерными сетями. Расчет по определению влияния на окружающую застройку был выполнен по 4 сечениям.

На расстоянии около 10 м от котлована располагается многоэтажный жилой дом по адресу: Москва, Алтуфьевское шоссе, д. 85а (сечения 1–1 и 2–2).

Под стенами и под опорами фундаменты свайного типа. На сваи опирается железобетонный ростверк, на ростверк – железобетонная панель или цокольная керамзитобетонная панель. Глубина заложения фундаментов наружных стен от поверхности земли составляет 1,4–2,2 м; от пола подвала 0,6–0,7 м. Результаты испытаний прочности образцов материалов кладки фундамента прибором «ПМ-2» показали: железобетонная панель В12,5; цокольная керамзитобетонная панель В7,5; монолитный ростверк В15; железобетонная свая В25. Состояние ростверков, свай и всех несущих конструкций исправное согласно СП 13-102–2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений».

Под основанием ростверка вскрыта суглинистая насыпь с включением строительного мусора, влажная и водонасыщенная, которая подстилается суглинками мягкопластичными и тугопластичными, опесчаненными.

На расстоянии около 12 м от котлована располагается здание по адресу Алтуфьевское шоссе, д. 87 (сечение 3–3).

Таблица 1

Наименование, ИГЭ	Плотность грунта, ρ , кг/м ³	Удельное сцепление, с, кПа	Угол внутреннего трения, φ , град	Модуль деформации, E, МПа
ИГЭ-1 – насыпные грунты: преимущественно суглинки с линзами песка, перемешанные с включением строительного и бытового мусора (tQ_{IV})	$R_0 = 100$ кПа			
ИГЭ-2 – покровные суглинки полутвердые (prQ_{III})	1970* 1960/1900**	37* 32/28**	17* 16/15**	18
ИГЭ-4 – озерно-болотные суглинки тугопластичные (I, hQ_{III}^{mik})	1990* 1980/1900**	20* 15/11**	19* 17/16**	12
ИГЭ-6 – флювиогляциальные суглинки мягкопластичные (fQ_{II})	2090* 2080/2070**	17* 13/10**	14* 12/11**	15
ИГЭ-8 – моренные суглинки полутвердые (gQ_{II})	2190* 2180/2170**	33* 24/19**	23* 21/19**	27
ИГЭ-9 – моренные пески пылеватые, средней плотности (gQ_{II})	1810* 1790/1780**	3* 3/2**	30* 30/29**	24
ИГЭ-10 – моренные супеси пластичные (gQ_{II})	2100* 2090/2000**	21* 16/12**	29* 28/27**	18
ИГЭ-11 – флювиогляциальные пески пылеватые, плотные (fQ_{I-II})	2050* 2030/2000**	4* 4/3**	34* 34/33**	33
Примечание: * – нормативные значения величины, определенные в соответствии с Способием по проектированию оснований и сооружений к СНиП 2.02.01–83 «Основания зданий и сооружений»; ** – перед чертой – величина для расчета по II группе предельных состояний (по деформациям); за чертой – величина для расчета по I группе предельных состояний (по прочности).				

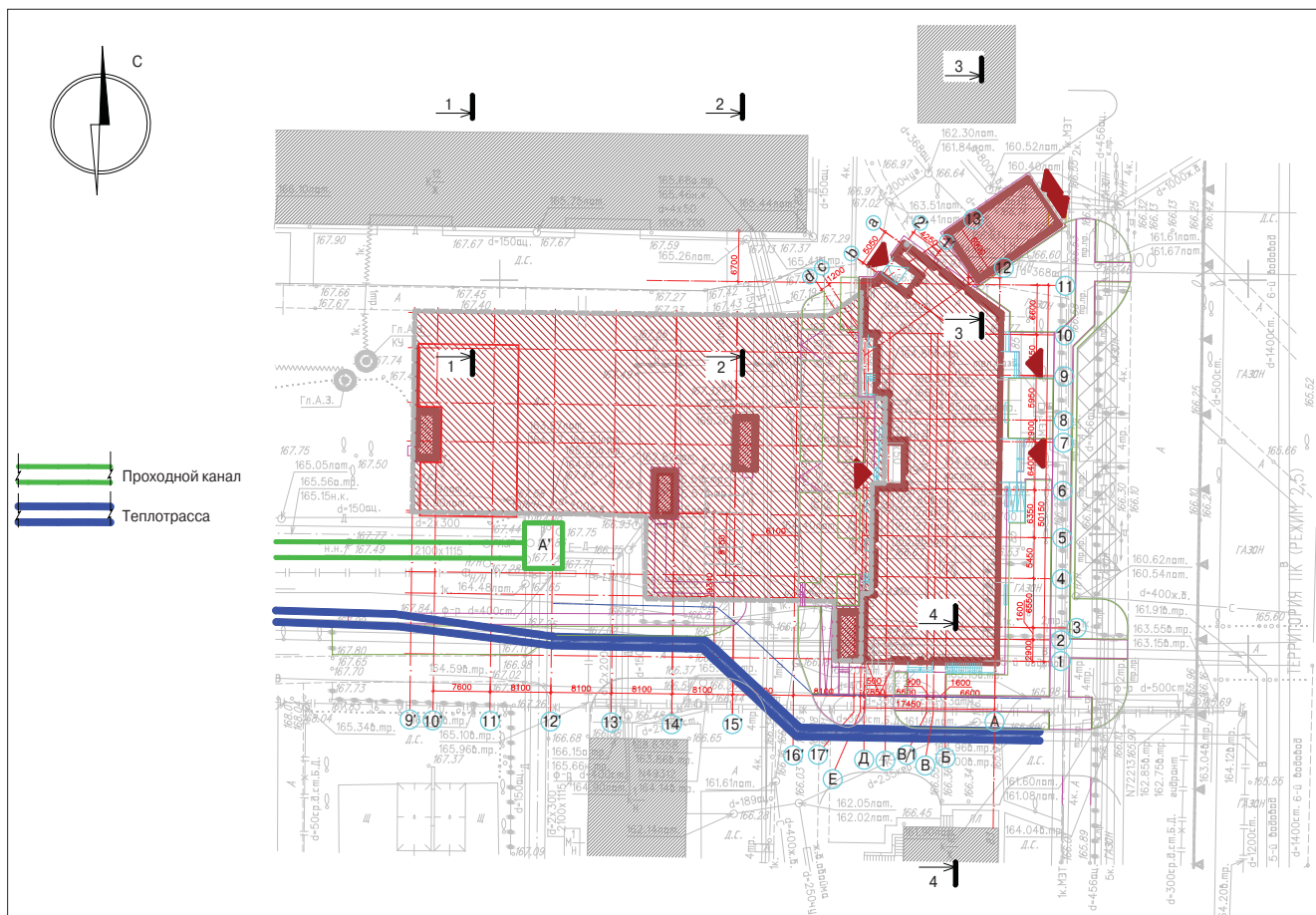


Рис. 1. Ситуационный план

Под стенами и под опорами фундаменты свайного типа, глубина заложения наружных стен от поверхности земли составляет 4–5,2 м, а от пола подвала 1–1,9 м. На сваи опирается железобетонный ростверк, на ростверк сборные железобетонные колонны, подколоники, рандбалки или бетонные блоки. Состояние конструкций исправное согласно СП 13-102–2003.

Под основанием ростверка вскрыты пески средней крупности, средней плотности, водонасыщенные, а также суглинки мягкопластичные.

На расстоянии около 20 м от котлована располагается здание по адресу: Алтуфьевское шоссе, д. 83 (сечение 4–4).

Под стенами и под опорами фундаменты свайного типа, глубина заложения наружных стен от поверхности земли составляет 4–5,4 м, от пола подвала – 1,5 м. Под основанием ростверка вскрыты суглинистая насыпь с включением строительного мусора, влажная и водонасыщенная, пески средней крупности, средней плотности, водонасыщенные, а также суглинки мягкопластичные. Состояние конструкций исправное согласно СП 13-102–2003.

Поверхность спланирована и застроена. Абсолютные отметки современной поверхности 166,65–169,4 м.

Грунты, залегающие с поверхности до глубины 9 м, обладают высокой степенью коррозионной агрессивности по отношению к стали; к свинцовой оболочке кабеля и к алюминиевой оболочке кабеля. Грунты, залегающие с поверхности до глубины 3 м, среднеагрессивны к бетону нормальной проницаемости; грунты, залегающие с глубины 3 м до глубины 12 м, неагрессивны к бетону нормальной проницаемости.

Гидрогеологические условия участка до глубины 28 м характеризуются наличием двух четвертичных водоносных горизонтов, относительным водоупором между которыми являются суглинки и супеси, залегающие в нижней части моренных отложений.

Воды первого от поверхности среднечетвертичного водоносного горизонта вскрыты всеми скважинами, приурочены к флювиогляциальным и моренным пескам и к линзам и прослоям песка в толще флювиогляциальных и моренных

Таблица 2

Сечение	Здание	Допустимая осадка, мм	Максимальная расчетная осадка, мм	Относительная разность осадок	Максимальные горизонтальные перемещения, мм
1–1	Алтуфьевское шоссе, д. 85а	30	5	0,0002	6
2–2	Алтуфьевское шоссе, д. 85а	30	7	0,0003	6
3–3	Алтуфьевское шоссе, д. 87	30	10	0,0005	7
4–4	Алтуфьевское шоссе, д. 83	30	6	0,0003	4

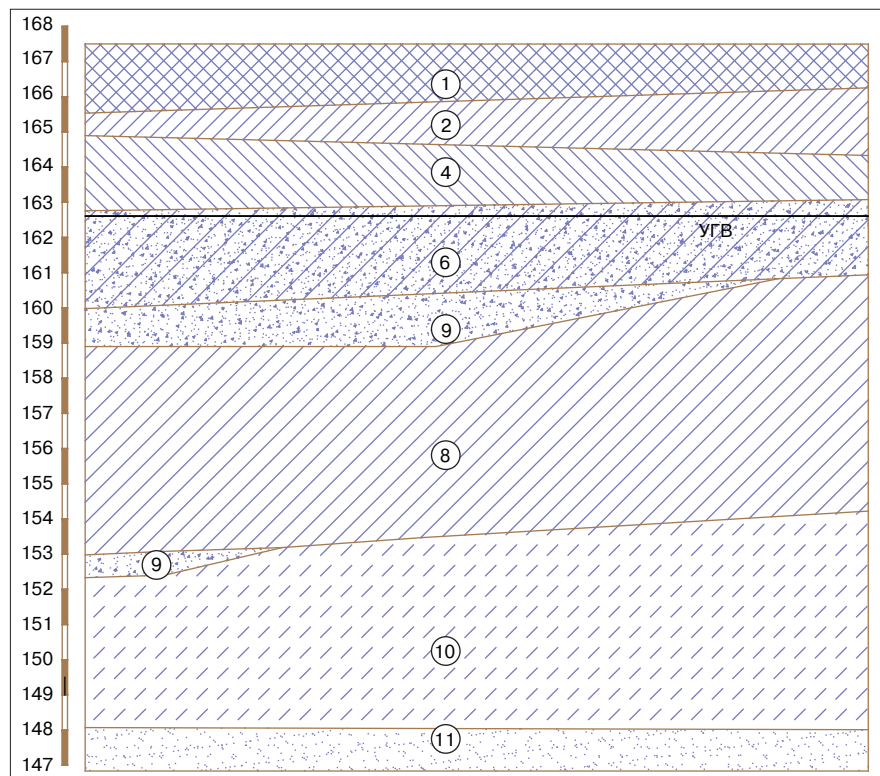


Рис. 2. Характерный инженерно-геологический разрез. Характеристики ИГЭ приведены в табл. 1



Рис. 3. Последовательное бурение скважины и установка трубы

суглинков, глин и супесей. Воды безнапорные, вскрывались на глубинах от 4,2 м до 10 м. Абсолютные отметки установившегося уровня 157,95–162,4 м.

Воды второго от поверхности водоносного горизонта вскрыты практически повсеместно и приурочены к толще нижнесреднечетвертичных флювиогляциальных песков. Воды напорные вскрывались на глубинах 15,5–21,6 м. Величины зафиксированных напоров составляют от 4,5–9,9 м.

Геологические условия площадки строительства на разведанную глубину 20 м показаны на характерном разрезе на рис. 2, характеристики инженерно-геологических элементов (ИГЭ) приведены в табл. 1.

Проектируемое здание – 22-этажный двухподъездный жилой дом с подземным 2-этажным паркингом.

Конструктивная схема здания каркасная; колонны каркаса монолитные, железобетонные на фундаментной плите. Стены подземной части здания монолитные, железобетонные, толщиной 400 мм. Перекрытия здания монолитные, железобетонные.

Толщина фундаментной плиты 0,6 м в части устройства паркинга и 1,2 м в высотной части. Относительная отметка низа наиболее заглубленных участков фундамента здания составляет -10,2 м (участок устройства высотной части), что соответствует абсолютной отметке 157 м.

Котлован в плане продолговатый, имеет сложную форму с габаритными размерами в плане 80×50 м. В осях 9'–17' глубина котлована изменяется в пределах 9,6–8,9 м; в осях Е–А 9,9–8,5 м. Проектом предусмотрено устройство ограждения котлована из стальных труб $\varnothing 325 \times 8$ мм длиной до 19,2 м, погружаемых в лидерные скважины диаметром 350 мм, пробуренные до отметки дна котлована. Бурение скважин выполнялось полыми шнеками (рис. 3). Труба в скважину устанавливалась с помощью автокрана.

Погружение шпунта до проектной отметки производилось при помощи пневмопробойников (рис. 4) [1]. В связи с близким расположением жилых домов были выполнены измерения шума и вибрации от действующего оборудования. Измерения показали, что виброускорение составило 58,6 Дб, что меньше допустимого значения 74 Дб согласно нормам МГСН 2.04–97 и ГОСТ 12.1.012–90 «Система стандартов безопасности труда. Вибрационная безопасность. Общие требования». Шум при работе компрессора и пробойника составил 95 Дб, что превышает допустимое нормами значение 55 Дб. Однако применение шумозащитного кожуха на пневмопробойнике СО-166 и использование компрессора с низким уровнем



Рис. 4. Погружение труб пневмопробойником СО-166



Рис. 5. Обвязочная балка первого яруса и сопряжение распорки

шума позволили снизить эту величину до предельно допустимых значений.

После погружения полость труб заполняется местным грунтом. При откопке котлована устанавливается деревянная забирка, а с отметки предполагаемого уровня грунтовых вод – забирка из металлического листа толщиной 4 мм. Для предотвращения горизонтальных перемещений ограждающей конструкции проектом предусмотрено выполнить состоящую из двух ярусов распорную систему из стальных конструкций.

Для части котлована, ограниченной осями 9'–14'/5–10, применялись «вилочные» распорки со стойкой, состоящие из одного главного элемента (центральная распорка), упирающегося в противоположные борта котлована и примыкающих к нему двух симметрично расположенных угловых элементов (угловые распорки).

Первый ярус выполнялся из стальных труб $\varnothing 630 \times 10$ (главная распорка) и $\varnothing 325 \times 8$ (угловая распорка); обвязочная балка – из широкополочного двутавра 40Ш1 (рис. 5).

Второй ярус выполнялся из стальных труб $\varnothing 1020 \times 10$ (главная распорка) и $\varnothing 530 \times 8$ (угловая распорка) (рис. 6); обвязочная балка – из широкополочного двутавра 50Ш3. Первый ярус выполнялся на отметке 167,2, второй ярус – на отметке 161,3.

Для части котлована, ограниченной осями 14'–17'/5–10, применялись подкосы с упором в пионерную фундаментную плиту (рис. 7). Подкосы первого яруса выполнялись из стальной трубы $\varnothing 325 \times 8$, обвязочная балка – из широкополочного двутавра 40Ш1. Подкосы второго яруса – из стальной трубы $\varnothing 426 \times 8$, обвязочная балка – из широкополочного двутавра 50Ш3. Первый ярус выполнялся на отметке 167,2, второй ярус – на отметке 161,3.

Для части котлована, ограниченной осями 1–11/Е–А, применялись подкосы с упором в пионерную фундаментную плиту. Подкосы первого яруса выполнялись из стальной трубы $\varnothing 530 \times 8$, обвязочная балка – из широкополочного двутавра 40Ш1. Подкосы второго яруса выполнялись из стальной трубы $\varnothing 630 \times 8$, обвязочная балка – из широкополочного двутавра 50Ш3. Первый ярус устраивался на отметке 166, второй ярус – на отметке 162. При устройстве распорной системы по периметру ограждения котлована оставалась пригрузочная берма.



Рис. 6. «Вилочные» распорки в осях 9'–14'



Рис. 7. Распорная система в осях 14'–17'/5–10 и 1–11/Е–А

Проектом предусмотрена последовательность этапов разработки грунта в котловане:

- выемка грунта из котлована на проектную отметку с параллельным монтажом деревянной забирки;
- монтаж обвязочного пояса I яруса;
- разработка грунта из центральной части котлована для устройства пионерной фундаментной плиты. При этом по всему периметру оставлена пригрузочная грунтовая призма (рис. 8);
- устройство «пионерной» фундаментной плиты в центральной части котлована (рис. 9);



Рис. 8. Устройство пандуса, разработка грунта из центральной части котлована для устройства «пионерной» фундаментной плиты



Рис. 9. Армирование «пионерной» фундаментной плиты и монтаж крана



Рис. 10. Демонтаж распорной системы II яруса

- монтаж распорок I яруса;
- разработка части пригрузочной призмы для монтажа распорной системы II яруса;
- разработка оставшейся части пригрузочной призмы до проектной отметки дна котлована.

Демонтаж распорной системы производился в следующей последовательности:

- после устройства фундаментной плиты враспор к шпунту и набора прочности бетона не менее 70% демонтируется распорная система II яруса (рис. 10);
- демонтаж I яруса вдоль осей «1», «А», «а» и «13» производился после устройства стен и перекрытия на отм. -3.9 и набора прочности бетона не менее 70% (рис. 11);
- демонтаж I яруса по остальным осям производился после устройства стен и перекрытий на отметках -0.7 и набора прочности бетона не менее 70%.

Расчет влияния проектируемого здания на существующую застройку выполнен при помощи программного комплекса PLAXIS 8.2, сертифицированного в РФ.



Рис. 11. Возведение конструкций нулевого цикла. Демонтирована распорная система II яруса. Монолитные работы выполнялись ЗАО «Первый строительный трест», Москва

Таблица 3

Дата замеров	Результаты замеров	Расчитанные усилия, кН
22.06.2009	89	-16,36
26.06.2009	75	-13,8
02.07.2009	93	-17,1
08.07.2009	90	-16,5
16.07.2009	112	-20,1
23.07.2009	165	-30,3
31.07.2009	143	-26,3
13.08.2009	188	-34,6
21.08.2009	191	-35,12
27.08.2009	180	-33,1
05.09.2009	210	-38,6
30.09.2009	472	-86,8
15.09.2009	410	-75,4
19.11.2009	416	-76,5
17.12.2009	455	-83,7

Использование программного комплекса обусловлено необходимостью оценки характера и величины перемещений существующих зданий, попадающих в зону влияния проектируемого строительства 22-этажного жилого дома с подземной автостоянкой по адресу: Москва, Алтуфьевское шоссе, вл. 85.

При моделировании напряженно-деформированного состояния грунтов оснований существующих фундаментов учитывалась нагрузка от вновь возводимого здания. В расчетах учтены инженерно-геологические условия по разным инженерно-геологическим скважинам, находящимся в пределах строительства. Также учитывались гидрогеологические условия площадки и этапы монтажа и демонтажа распорной системы котлована.

При составлении расчетной схемы для учета механических свойств строительных материалов и грунтов использованы следующие математические модели материалов:

- для моделирования подземной части существующих сооружений и проектируемой подпорной стенки – модель линейного изотропного материала;

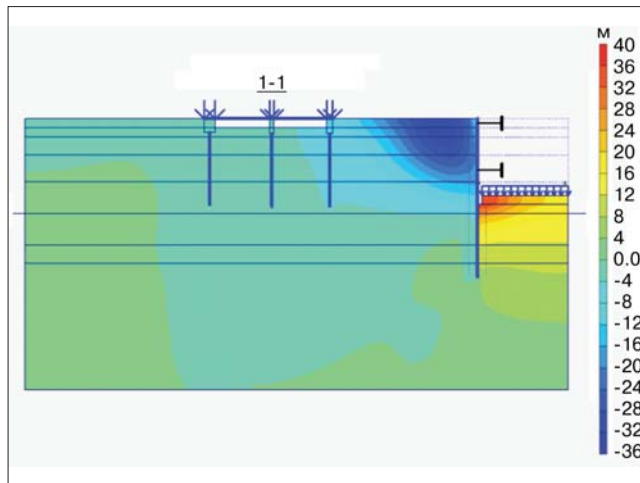


Рис. 12. Изолинии вертикальных перемещений. Дополнительная осадка существующего дома 8 мм

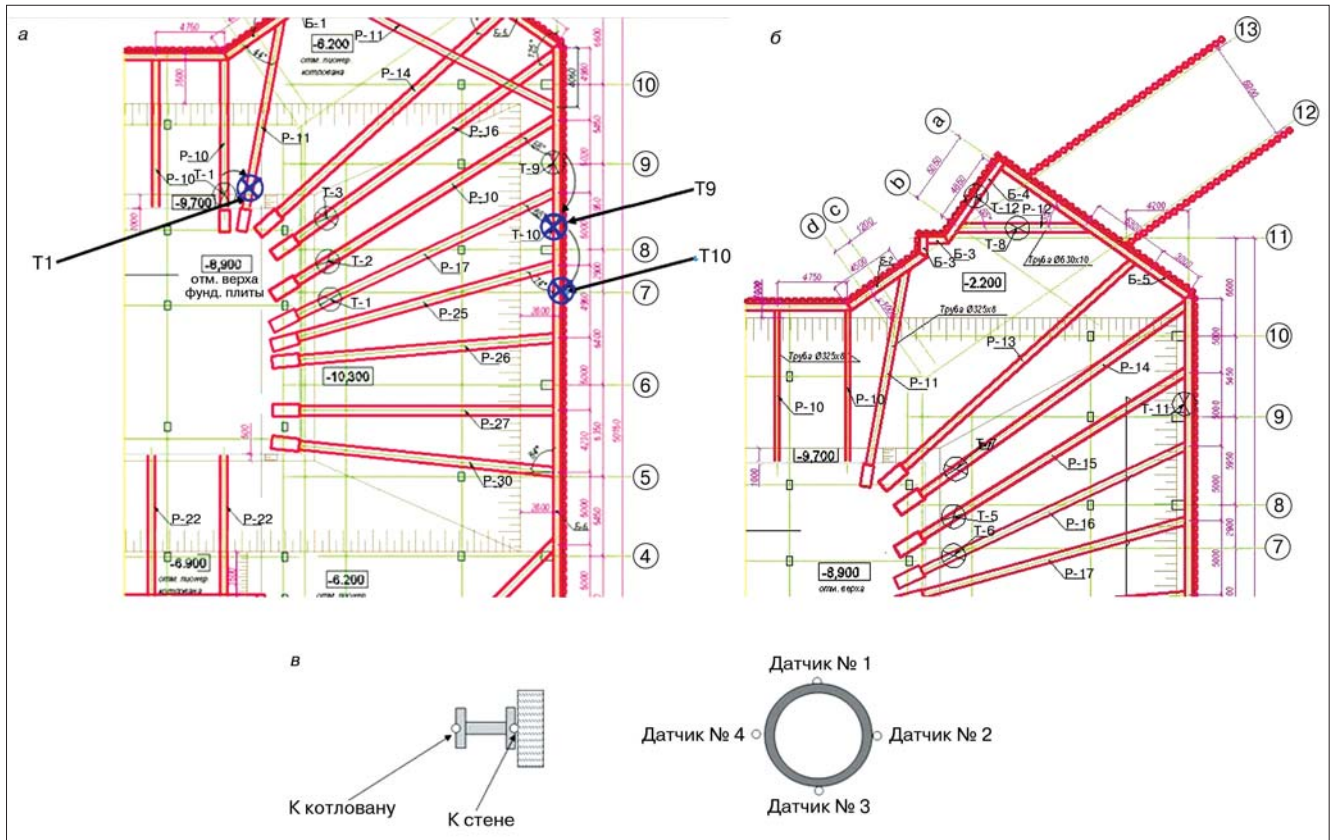


Рис. 13. Места установки измерительных датчиков на элементах распорной системы: а – I ярус; б – II ярус; в – схема установки датчиков на элементах распорной системы

– для моделирования физико-механических свойств грунтов – модель Кулона–Мора.

Расчеты проводились с учетом технологических этапов производства работ в котловане. Результаты расчетных вертикальных перемещений по сечению 1–1 показаны на рис. 12. Расчетные и допустимые перемещения по остальным сечениям сведены в табл. 2. Расчет не учитывались технологические осадки при производстве работ.

В результате проектируемого строительства расчетные осадки существующих зданий по Алтуфьевскому ш., д. 83, д. 85а, д. 87, попадающих в зону влияния проектируемого строительства 22-этажного жилого дома с подземной автостоянкой на Алтуфьевском ш., вл. 85, не превышают допустимых значений.

При производстве работ была организована система геотехнического мониторинга за существующими зданиями и распорной системой. В соответствии с результатами мониторинга окружающих зданий осадки практически были рав-

ны нулю. Для мониторинга усилий в распорной системе были изготовлены датчики деформаций повышенной прочности с использованием оптического кабеля. Измерения проводились авторами разработанного метода Ю.А. Никитаевым, В.А. Яцеевым, С.И. Любинским (ООО «Оптические измерительные системы», Научный парк МГУ).

Параллельно с замерах относительных деформаций, выполняемых с помощью оптоволоконной системы, на распорке P-12 ($\varnothing 630 \times 8$) был установлен тензорный датчик. До начала замеров на объекте силами ООО «НПФ «Фундаментстройпроект» проведены испытания отрезка трубы с установленным датчиком на стационарном гидравлическом прессе.

На основании испытаний построены тарировочные зависимости деформаций от усилий на трубу ($\varnothing 325 \times 8$).

Результаты измерений усилий в распорке P-12, выполненных с 22.06.2009 г. по 17.12.2009 г., приведены в табл. 3.

Таблица 4

Элемент	Точка измерений	Расчетное усилие		Измеренное усилие (оптоволоконный датчик)		Измеренное усилие (тензодатчик)	
		N, кН	M, кНм	N, кН	M, кНм	N, кН	M, кНм
Распорка P-12	T-8	-619	120	-246	12	-83,7	–
Распорка P-14	T-7	467	26	261	33,6	–	–
Распорка P-15	T-5	-447	40,8	-178	3,2	–	–
Распорка P-16	T-6	-422	2	-3,8	12,7	–	–
Балка Б-4	T-12	-247	270	187	47,2	–	–
Балка Б-6	T-11	-680	14	254,5	30,1	–	–

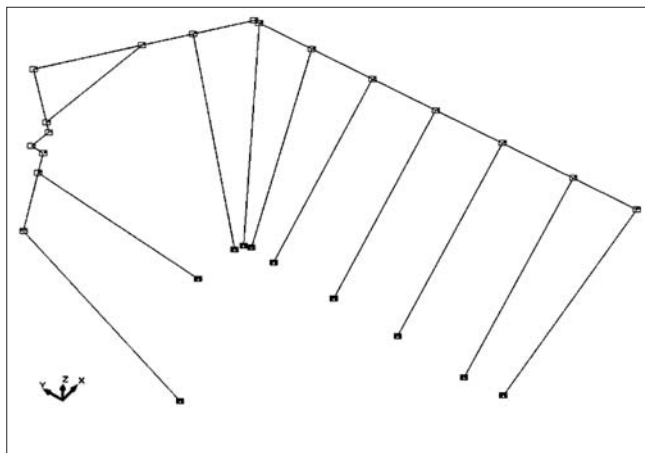


Рис. 14. Общий вид расчетной схемы распорной системы

Расчет усилий в элементах распорной системы выполнен в программе SCAD на основе данных, полученных из программы Wall-3. На рис. 14 приведен общий вид расчетной схемы распорной системы. Сопряжение распорок с фундаментной плитой принято жестким. Распорная система воспринимает горизонтальные нагрузки от воздействия грунтового массива. Также в расчете учитывается собственный вес распорных конструкций.

Воздействие на распорную систему рассматривалось на этапе откопки грунта из котлована на отметку -6.2 м, что соответствует измерениям относительных деформаций, выполненных 14.10.2009 г. Эпюра осевых усилий приведена на рис. 15.

Для удобства анализа результаты расчета распорной системы I яруса и значения усилий, полученные в результате измерений, сведены в общую табл. 4.

Результаты высокоточного геодезического мониторинга осадок зданий, окружающих строительство, показали практически нулевые значения, что меньше прогнозируемых 5–10 мм.

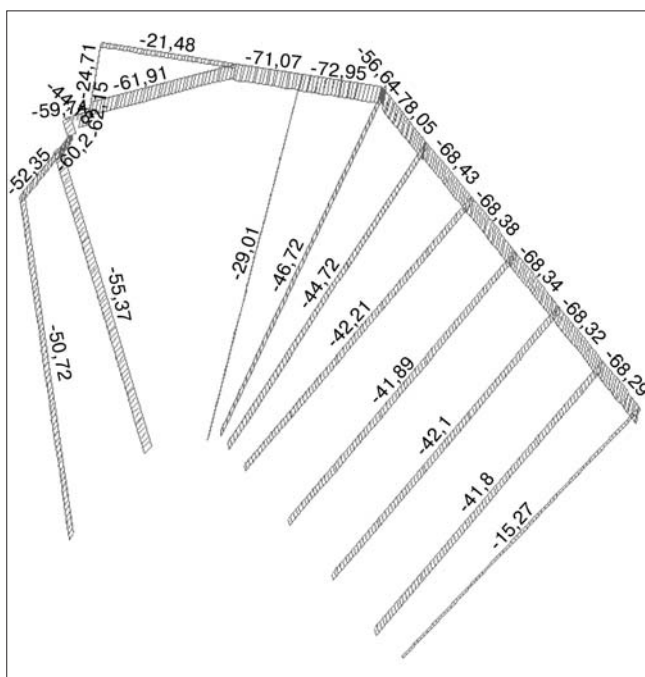


Рис. 15. Эпюра осевых усилий

В период с августа по декабрь 2009 г. с помощью системы оптоволоконных датчиков были выполнены измерения относительных деформаций в элементах распорной системы I и II ярусов при устройстве ограждения котлована по адресу: Москва, Алтуфьевское ш., вл. 85. Измеренные усилия в распорках Р-12, Р-14, Р-15 по своим значениям в два раза меньше, чем расчетные. Измеренные усилия в остальных элементах первого яруса значительно разнятся как по векторной, так и по скалярной величине с расчетными значениями. Измеренные усилия в распорке Р-12 с помощью тензорного датчика меньше в 6–7 раз, чем рассчитанные усилия.

Анализ выполненных измерений деформаций окружающей застройки и усилий в распорных конструкциях показывает, что применяемые расчетные модели, расчетные характеристики грунта и конструкций приводят к необоснованно высоким запасам прочности. В то же время известны многочисленные случаи аварийных ситуаций при строительстве котлованов в плотной городской застройке. Следует в обязательном порядке предусматривать при возведении котлованов свыше 5 м опытно-измерительные работы на стадии «П» до начала выполнения рабочего проектирования. Такие работы имеют стоимость 1–2% от стоимости ограждения котлована, но позволят снизить расход материальных ресурсов в 2–3 раза.

Литература

1. Шишкин В.Я., Дорожкин А.П. Несущая способность буроинъекционных свай с уплотненным забоем // Сб. научн. трудов НИИОСП им. Н.М. Герсеева. М.: НИИОСП, 2009. Вып. 99. С. 133.

 **ВЫСТАВКА**
Ваше Жилище

21-23 сентября
Ярославль

16-я выставка энергоэффективных технологий для строительства и ЖКХ в рамках межрегиональной конференции
«Строительство и ЖКК:
Энергоэффективность.
Инвестиции. Инновации»

(4852) 45-06-46, www.energo-resurs.ru

УДК 624.131

*Р.А. МАНГУШЕВ, д-р техн. наук,
Н.В. ОШУРКОВ, инженер, Санкт-Петербургский государственный университет;
В.Э. ГУТОВСКИЙ, ген. директор ФГУ «Северо-Западная дирекция по строительству,
реконструкции и реставрации объектов культурного наследия» (Санкт-Петербург)*

Влияние строительства трехуровневого подземного пространства на жилые здания окружающей застройки

Рассмотрены основные конструктивные и технологические аспекты устройства сложного подземного трехуровневого пространства большого объема под второй сценой государственного Мариинского академического театра и проблемы, связанные с этим строительством. Изложены основные мероприятия по прекращению развития опасных деформаций оснований фундаментов жилых зданий, расположенных вблизи котлована.

Ключевые слова: *глубинное закрепление грунта, жесткость, шпунтовое ограждение, буронабивная свая.*

В июне 2002 г. Правительством РФ принято решение о строительстве в Санкт-Петербурге второй сцены Государственного Мариинского академического театра (ГАМТ), которую предполагалось разместить на участке площадью 12000 м² между Крюковым каналом, улицами Союза Печатников, Декабристов и Минским переулком (рис. 1).

Техническое задание на проектирование предполагало расположение под всем зданием театра сложного развитого трехуровневого подземного пространства размером 150×80 м и глубиной 12 м, в котором размещались бы подземная парковка, механизмы сцены, репетиционные залы, артистические уборные и технические помещения.

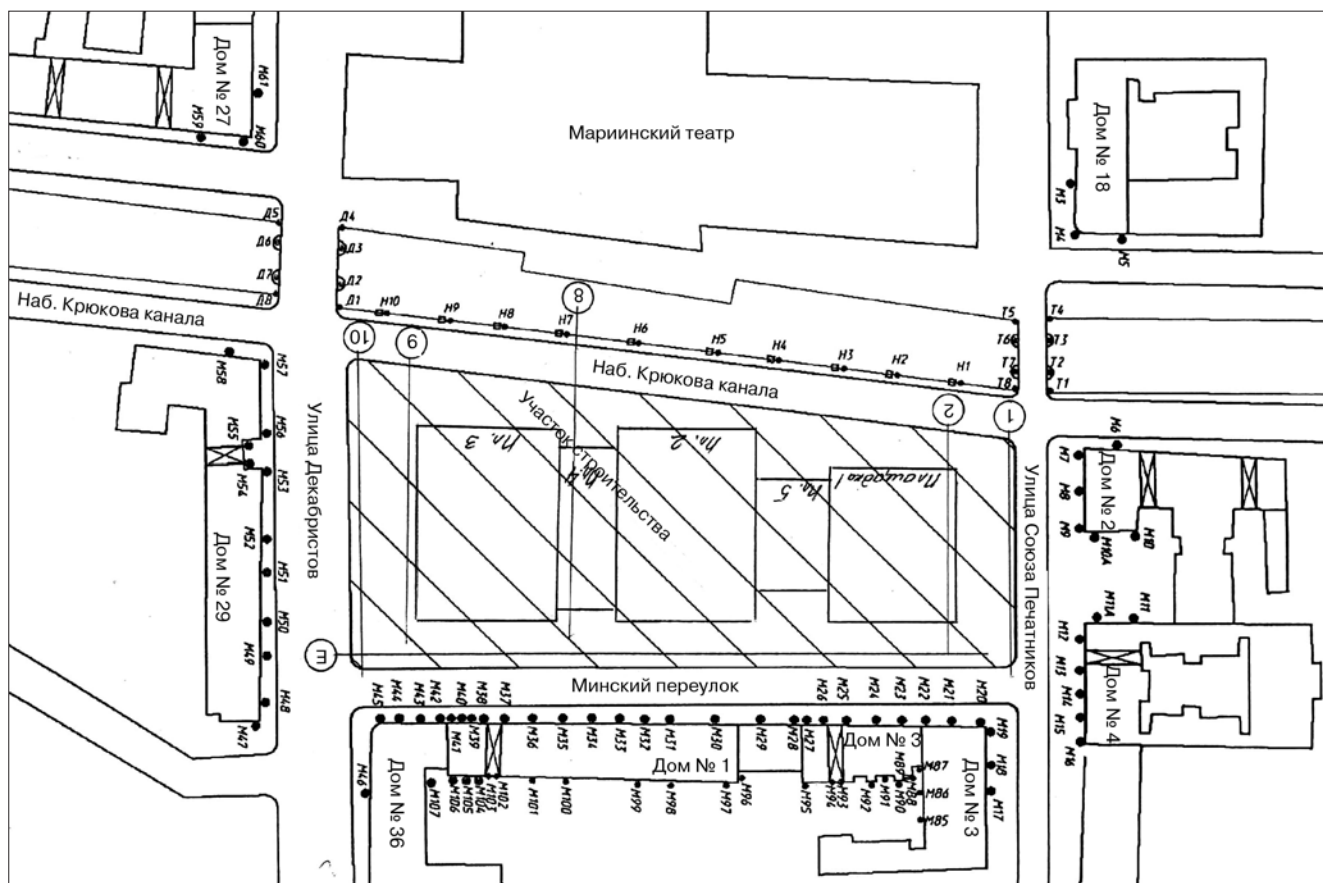


Рис. 1. Ситуационный план размещения второй сцены Мариинского театра (площадка строительства заштрихована)

Строительно-монтажные работы по сооружению подземной части театра, начатые весной 2007 г., включали погружение вибрированием шпунта AU Arcelor 18 длиной 21 м по периметру котлована и устройство с дневной поверхности постоянных и временных буронабивных свай. Постоянные сваи диаметром 800–1200 мм выполнялись под будущую нижнюю железобетонную плиту сооружения.

Эти работы в целом были выполнены до осени 2007 г., однако проведение масштабных строительных работ привело к расструктуриванию тиксотропных супесей и суглинков верхней части основания и к развитию осадок зданий окружающей застройки. В процессе этих работ здания по Минскому переулку и улице Союза Печатников получили осадки до 35 мм, а в их несущих конструкциях раскрылись трещины (рис. 2).

Для проверки обоснованности первоначальных проектных решений по устройству ограждения котлована в его центральной части был сооружен экспериментальный котлован 44,35×12,85 м с проектной глубиной 12,5 м, выполненный с тремя ярусами распорок. Наблюдения за его деформациями показали, что принятое в первоначальном проекте ограждение котлована только с использованием шпунта с многоярусной системой распорок оказалось недостаточно жестким (Исследования на опытном котловане выполнены ЗАО «НПО Геореконструкция–Фундаментпроект» при согласовании и поддержке заказчика – Северо-Западной дирекции по строительству, реконструкции и реставрации объектов культурного наследия).

Результаты эксперимента на опытном котловане послужили основанием для принятия решения по закреплению массива слабых грунтов методом струйной технологии Jet-grouting по периметру шпунтового ограждения в зоне действия его возможных максимальных горизонтальных перемещений – на глубинах 11,5–14 м от дневной отметки (рис. 3).

При этом проектная прочность материала диафрагмы из закрепленного грунта на одноосное сжатие принималась не менее 1 МПа, а модуль упругости – не менее 400 МПа. Эти работы были проведены ООО НПО «Космос» в период с октября 2007 г. по май 2008 г.



Рис. 2. Трещины в стенах дворового фасада д. 3 по ул. Союза Печатников

Несмотря на проведенные мероприятия по глубинному закреплению грунтов, дополнительные расчеты с учетом результатов эксперимента на опытном котловане показали реальную возможность развития дальнейших ненормативных осадок зданий окружающей застройки. При этом наибольшую опасность представляли прогнозируемые деформации оснований домов по Минскому переулку, уже получивших, как показали материалы дополнительного обследования, трещины в несущих конструкциях. В связи с этим до конца июня 2008 г. были приостановлены основные работы по разработке котлована.

На основании решения специально созданного научно-технического совета под руководством вице-губернатора Санкт-Петербурга д-ра эконом. наук А.И. Вахмистрова и

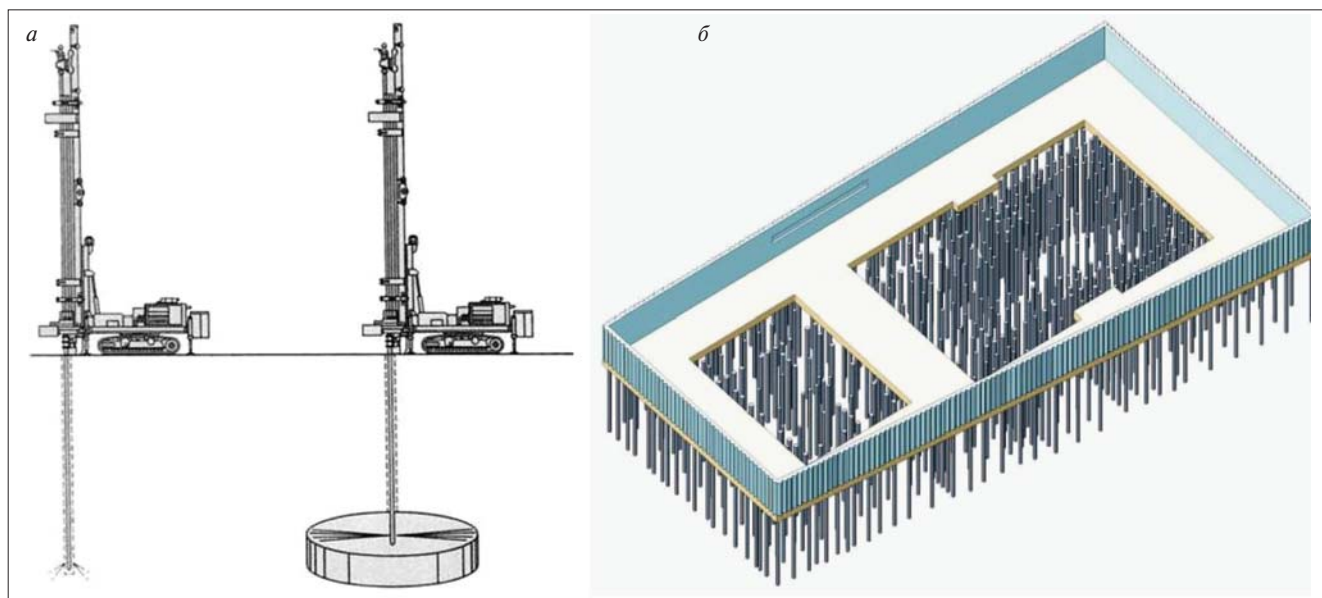


Рис. 3. Схема выполнения глубинного закрепления (а) и конструктивная схема выполненной горизонтальной диафрагмы из закрепленного грунта по методу Jet-grouting (б)



Рис. 4. Разработка грунта под железобетонной плитой ниже отм. -5 м

первого вице-президента РААСН д-ра техн. наук, академика В.А. Ильичева и с учетом уже выполненных работ нулевого цикла была принята новая концепция по увеличению жесткости ограждения котлована и его дальнейшей поэтапной разработки.

Предложенная концепция устройства подземной части второй сцены ГАМТ включала в себя выполнение дополнительной ограждающей вертикальной диафрагмы из секущихся грунтоцементных свай с внешней стороны существующего шпунтового ограждения. Сваи изготавливались методом Jet-

grouting на глубину 18 м, и получившаяся таким образом грунтоцементная вертикальная диафрагма усиливалась металлическими двутаврами № 40, установленными с шагом 1 м.

В дальнейшем грунтоцементная вертикальная диафрагма и шпунт поверху были объединены железобетонной балкой шириной 2,3 м и высотой 1,15 м.

Поэтапная разработка котлована предполагала использование технологии TOP-DOWN, при которой распор ограждения котлована осуществляется железобетонными плитами на отметках -4,41 м и -11,1 м (верх плит), возводимыми по мере разработки грунта.

Плита на отметке -4,41 м толщиной 400 мм опиралась на временные буронабивные сваи длиной 29 м, диаметром 600 мм, устроенные внутри котлована по сетке с шагом 6×6 м. Грунт разрабатывался под этой плитой малыми экскаваторами и выбирался с помощью транспортеров через заранее оставленные технологические отверстия (рис. 4). Эти работы выполнялись ЗАО «Ленметрострой» и ЗАО «Космос».

С целью обеспечения дополнительной жесткости ограждения котлована на отметке -8,11 м были выполнены обвязочные балки и участки поперечных стен.

Плита на отметке -11,1 м имеет толщину 1200 мм и ее основанием служит горизонтальная грунтоцементная диафрагма, выполненная ранее. Арматура и головы постоянных свай введены в тело железобетонной плиты.

На рис. 5 представлена принципиальная схема разработки подземного пространства второй сцены ГАМТ на одном из технологических этапов. Проект подземной части по

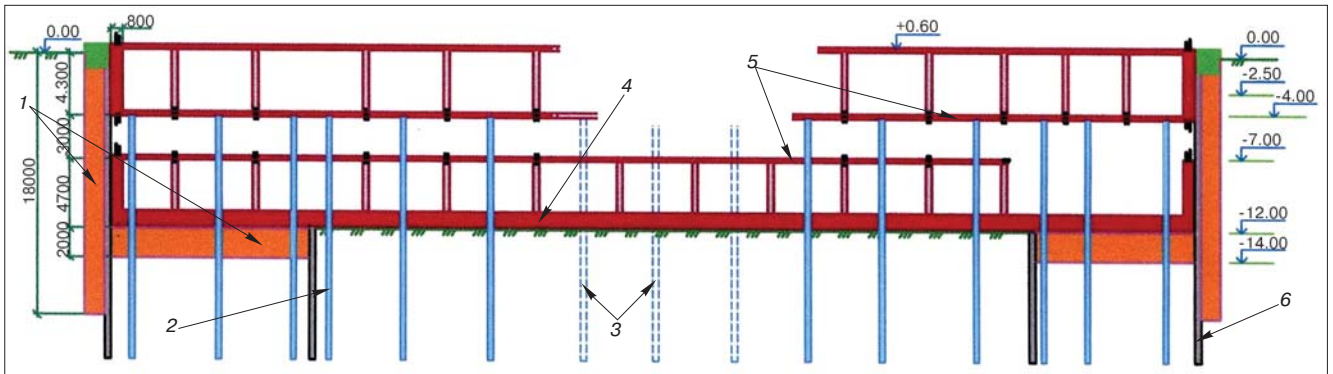


Рис. 5. Конструктивная схема разработки подземного пространства: 1 – вертикальная и горизонтальные грунтоцементные диафрагмы; 2 – временные буронабивные сваи; 3 – постоянные буронабивные сваи; 4 – железобетонная плита днища; 5 – железобетонные перекрытия; 6 – шпунтовое ограждение

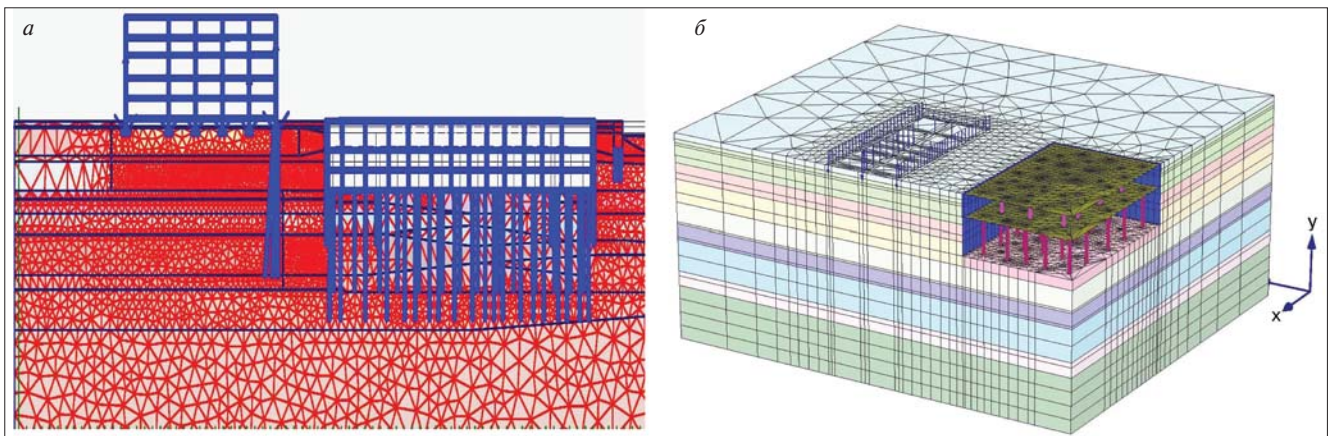


Рис. 6. Расчетные схемы подземного сооружения и зданий окружающей застройки: а – плоская; б – пространственная

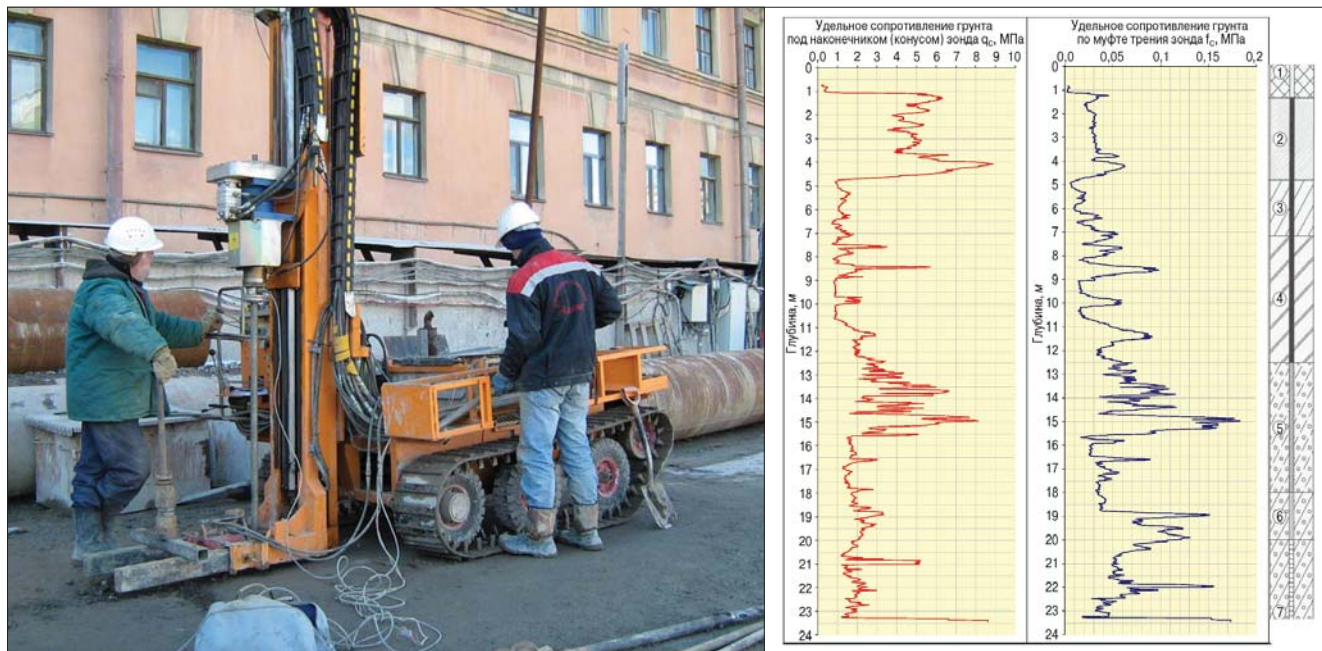


Рис. 7. Инструментальное определение измененных свойств грунтов методом статического зондирования с использованием установки RIG 204 D (а) и пример осредненных графиков q_c и f_c для площадки № 2 (б)

вновь принятой концепции осуществлялся новым генеральным проектировщиком ОАО «КБ ВИПС» и ЗАО «Ленметропротранс».

Вскрытие грунта до нижней проектной отметки котлована позволило обнажить кровлю грунта, закрепленного по технологии Jet-grouting, и произвести многократный отбор образцов из горизонтальной и вертикальных грунтоцементных диафрагм. Полевые и лабораторные исследования этих конструкций позволили убедиться в том, что все параметры по прочности и сплошности грунтоцементного материала в большинстве случаев оказались выше проектных значений.

При производстве всех видов указанных работ ОАО «КБ ВИПС» и ЗАО «Бэскит» производился регулярный мониторинг основных конструкций подземного сооружения, а также зданий и сооружений окружающей застройки. Анализ данных мониторинга позволил на всех этапах строительства проводить научно-техническое сопровождение строительства подземной части и вырабатывать обоснованные рекомендации по безопасному ведению работ. Научно-техническое сопровождение осуществлялось НПК Центр геотехнологий СПбГАСУ.

Особую озабоченность при проектировании и строительстве вызывали прогнозируемые ненормативные осадки зданий, расположенных вблизи котлована. Окружающая застройка представляет собой жилые здания начала XX в. этажностью 4–7 этажей с продольными и поперечными несущими стенами.

В расчетном обосновании проекта и при научно-техническом сопровождении геотехническая ситуация моделировалась с применением программ, реализующих метод конечных элементов, в плоской и пространственной версиях (рис. 6).

Для снижения строительных рисков были проведены многовариантные расчеты для каждой стадии разработки котлована с оценкой деформаций и устойчивости грунтов и конструкций.

Наряду с традиционными методами оценки физико-механических характеристик грунтов по результатам изыска-

ний, выполненных до строительства, были изучены и использованы в расчетах измененные характеристики грунтов под влиянием строительства.

Оценка измененных прочностных и деформационных характеристик грунтов производилась методом статического зондирования на трех площадках в нескольких десятках точек с использованием передвижной шведской установки статического зондирования (рис. 7).

Результаты исследования характеристик грунтов показали, что по сравнению с их значениями до начала строи-



Рис. 8. Работы по бурению компенсационных скважин одного из домов по Минскому пер.

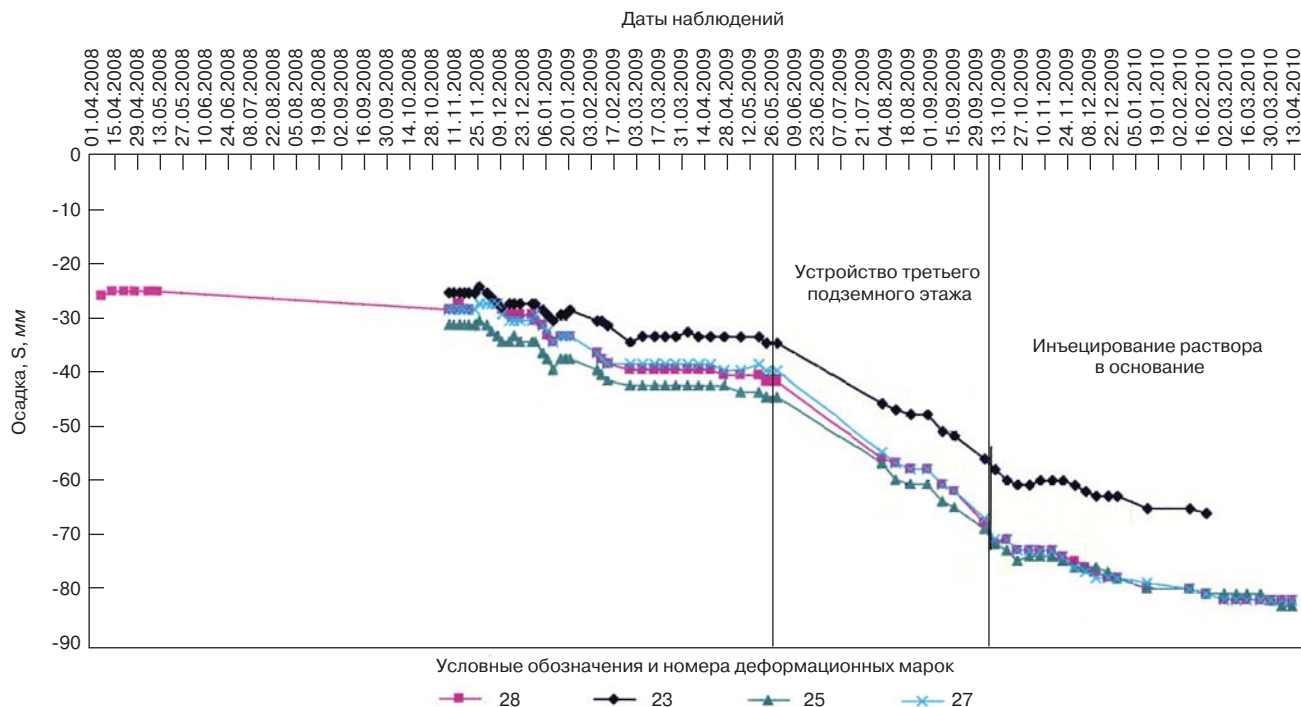


Рис. 9. Графики развития дополнительных осадок д. 1 по Минскому пер.

тельства прочностные (угол внутреннего трения ϕ и удельное сцепление c) и деформационные (модуль общей деформации грунта E_0) характеристики грунтов в котловане и в непосредственной близости от него увеличились пример-

но до 30%. Эти изменения произошли за счет уплотнения грунта временными сваями и упрочнения его в результате создания горизонтальной и вертикальной грунтоцементных диафрагм методом Jet-grouting.

Прогноз дополнительных осадок, ближайших к котловану зданий окружающей застройки, показал, что при завершении вскрытия котлована полная осадка зданий может достигнуть 70–80 мм, что превышает допустимые значения для сооружений этой конструкции и категории технического состояния.

Результаты расчетного геотехнического обоснования, мониторинга и научно-технического сопровождения убедили в необходимости подготовки мероприятий по усилению оснований соседних зданий в процессе отрывки котлована.

До окончания всех работ по разработке грунта внутри подземного пространства вблизи стен зданий по Минскому переулку были подготовлены скважины для компенсационной инъекции раствора под подошву фундаментов.

Осадки этих зданий продолжили развитие в период вскрытия грунта на уровне третьего подземного этажа в конце мая 2009 г. Через несколько месяцев осадки в ряде точек достигли 70 мм.

С учетом активного развития осадок в начале октября 2009 г. была начата компенсационная закачка в ранее выполненные скважины цементного раствора. Закачка раствора в основание осуществлялась по специально разработанной и рассчитанной по программе PLAXIS методике, которая предполагала нагнетание раствора на глубинах 8, 7 и 6 м в зоны разуплотненного основания (рис. 8).

В результате этих мероприятий к концу октября 2009 г. интенсивное развитие осадок удалось остановить, и в дальнейшем отмечено их полное затухание (рис. 9).

После окончания этих работ фундаменты фасадов зданий по Минскому переулку были пересажены на сваи «Titan» (рис. 10), что явилось гарантией их дальнейшей безопасной эксплуатации.



Рис. 10. Вид свай усиления «Titan» под фундаментом здания

УДК 624.1

А.И. ОСОКИН, канд. техн. наук, генеральный директор ЗАО «Геострой»;
А.Б. СЕРЕБРЯКОВА, канд. эконом. наук, директор
ООО «Бюро экспертизы и совершенствования проектных решений»;
Т.Н. ШАХТАРИНА, гл. специалист ЗАО «Геострой» (Санкт-Петербург);
А.И. ШУБИН, инженер, Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет

Подземные паркинги — основа совершенствования городской инфраструктуры мегаполисов (на примере Санкт-Петербурга)

В условиях современных городов возникает необходимость развития городской инфраструктуры посредством освоения подземного пространства для создания автомобильных парковок и паркингов. Рассмотрены возможные способы и технологии строительства заглубленных и подземных сооружений в застроенной исторической части Санкт-Петербурга. Приведены условия снижения рисков, возникающих при устройстве котлованов в условиях существующей застройки.

Ключевые слова: геотехнический прогноз, касательная свая, буронабивная свая, «стена в грунте».

В Санкт-Петербурге все чаще возникают ситуации, когда движение в городе полностью парализовано. В последние годы дорожно-транспортная сеть Санкт-Петербурга перегружена из-за постоянно растущего количества автомобилей, несоответствия системы управления дорожным движением интенсивности транспортных потоков и неразвитой транспортной инфраструктуры.

Одним из существенных факторов, влияющих на качество жизни в городе, является отсутствие обустроенных и организованных автомобильных парковок, что ведет к сужению центральных городских улиц за счет размещения припаркованных автомобилей вдоль тротуаров и снижению пропускной способности.

В крупнейших российских городах автомобилизация составляет 300 автомобилей на 1000 жителей. Этот рубеж

американские города прошли в конце 1920-х гг., западно-европейские — в середине 1960-х гг. Расчеты и международный опыт показывают, что этот рубеж критический: городу необходимо срочно приспосабливаться к такому количеству автомобилей.

Американцам на этом рубеже было проще: первый массовый автомобиль — знаменитый «Форд-Т» появился еще в 1908 г., сменив конные экипажи. На первые 15 млн автомобилей и соответственно на первые 10 лет автомобилизации хватило места, отведенного в свое время для конных повозок. Вторым сглаживающим обстоятельством было практически полное отсутствие памятников старины и соответственно утилитарное отношение к любой городской застройке: снос и новое строительство с должными парковочными объемами, так же как и появление крупных паркингов как



Рис. 1. Пример обустройства территории в г. Чезена (Италия) до строительства подземной парковки (а) и после (б)



Рис. 2. Макет подземной парковки в Мюнхене



Рис. 3. Ограждение котлована из секующихся буронабивных свай (Санкт-Петербург, пл. Островского)

самостоятельных сооружений, являлись делом сугубо коммерческим и не сталкивались с особыми общественными проблемами. Например, появление в 1933 г. в Чикаго многоэтажной парковки на 24 (!) тыс. мест вызвало дискуссию разве что среди архитектурной общественности.

Европейцев ждали более сложные испытания: главные европейские города формировались на много столетий раньше, а стоячные резервы эпохи гужевого транспорта к середине XX в. были исчерпаны.

С приходом в управление городским хозяйством современных информационных технологий все общедоступные парковочные места стали сводиться в единое городское «парковочное пространство», управляемое в режиме онлайн. В совокупности с популярными с начала 1990-х гг. системами маршрутного ориентирования это позволяет заранее информировать водителя о прогнозируемом (ко времени его прибытия к месту назначения) наличии и дислокации свободных парковочных лотов (рис. 1).

В Санкт-Петербурге в настоящее время не только исторический центр, но и районы массовой застройки 1960–1980-х г. не приспособлены к сколько-нибудь высоким стандартам автомобилизации. Как известно, советские градостроительные нормы исходили из фактической автомобилизации населения 60 автомобилей на 1000 жителей.

Например, в Мюнхене, так же как и во всех старинных городах Европы, возникла проблема парковки транспортных средств. Было принято решение о строительстве автоматизированной парковки под Доннерсберген-штрассе (Мюнхен, Германия). Строительство, начатое в 2004 г., длилось два года (рис. 2) и потребовало для реализации проекта 11,35 млн евро инвестиций за счет бюджета муниципального образования. По структуре затрат данный проект имел следующие показатели: строительные работы – 45%; оборудование парковочной системы – 35%; прочие затраты, включая системы безопасности, – 25%; количество парковочных мест – 284. Строительные параметры созданного подземного пространства: длина 121 м; ширина 15 м; глубина откопки котлована 10 м. Создано 4 подземных уровня паркинга с двумя рабочими станциями автоматической линии и 4 лифтами. Время доставки автотранспортного средства 120 с. Преимущества автоматизированной подземной парковки очевидны: в старой части города не было земли для строительства традиционного многоэтажного паркинга, а предложенное решение стало наиболее эффективным с экономической точки зрения в расчете на одно парковочное место. Однако при устройстве таких парковок возникают проблемы с переносом подземных инженерных коммуникаций, систем дренажа, что необходимо принимать во внимание при принятии решений об объеме инвестиций.

В последние два года вопросы создания транспортной инфраструктуры Санкт-Петербурга на фоне возникших проблем выживания и обеспечения возвратности инвестиций в краткосрочном периоде отложены до лучших времен. Специалистам понятно, что данное направление актуально, востребовано и даст значительный социальный эффект при коммерческом интересе потенциальных инвесторов.

При размещении мест хранения личных легковых автомобилей необходимо обеспечить их пешеходную доступность в пределах до 500 м. Для новой застройки можно подземные гаражи связывать подземными переходами и лифтами с жилыми зданиями и общественными центрами. При этом организация хранения автомобилей должна учитывать

характер и этажность застройки. В районах с новой комплексной жилой застройкой перспективны встроенные гаражи, а также полуподземные и подземные гаражи под дворовыми участками, площадями, скверами и бульварами.

Подземные многоуровневые гаражи и стоянки, несмотря на более высокую стоимость строительства, имеют ряд преимуществ, главным из которых является возможность их устройства в местах, где недопустимо наземное строительство.

При планировании строительства подземных паркингов в Санкт-Петербурге особое внимание следует обратить на инженерно-геологические условия, которые в центральной части представлены слабыми пылевато-глинистыми водонасыщенными грунтами и характеризуются как сложные.

Специалистами фирмы ЗАО «Геострой» накоплен опыт применения современных технологий устройства котлованов, подземных выработок, закрепления и стабилизации слабых грунтов. Технические решения по технологии строительства подземных сооружений открытым способом, как правило, являются комплексными и включают технологии крепления котлована, разработки грунта в нем и устройства конструкций сооружения; инженерные мероприятия по защите котлована и подземного сооружения от подземных вод; инженерные мероприятия по обеспечению сохранности вблизи расположенной существующей застройки; обеспечение выполнения экологических требований по охране окружающей среды.

На выбор технологии возводимого открытым способом подземного сооружения решающее значение оказывают: габариты; месторасположение (строительство на свободной территории или в условиях тесной существующей застройки); инженерно-геологические и гидрогеологические условия участка строительства; необходимость соблюдения экологических требований по охране окружающей среды; экономические соображения; возможности строительной организации.

При проектировании подземных сооружений в районах существующей застройки необходим геотехнический прогноз влияния строительства на изменение напряженно-деформированного состояния грунтового массива и деформации существующих зданий и сооружений. Выбранная технология должна удовлетворять соблюдению значений предельно допустимых дополнительных деформаций эксплуатируемых зданий, попадающих в зону влияния нового строительства. При проектировании подземных сооружений, перекрывающих частично или полностью естественные фильтрационные потоки в грунтовой массиве, а также изменяющих условия и пути фильтрации подземных вод, следует выполнять прогноз изменений гидрогеологического режима площадки строительства.

При современном подземном строительстве основными технологиями признаются способы устройства ограждения котлована методом «стена в грунте», которая устраивается либо из секущихся буронабивных свай, либо грейферным способом. В последние годы устройство конструкций ограждения котлованов из секущихся буронабивных свай нашло широкое применение. Одна из причин этого предпочтения на отечественном геотехническом рынке чисто экономическая. Буровые установки, используемые для устройства буронабивных свай, значительно дешевле комплексов для устройства «стены в грунте» при помощи грейферного оборудования, где в состав комплексов входит бентонитовый



Рис. 4. Устройство ограждения котлована вдавливанием металлического шпунта при строительстве офисного комплекса гостиницы «Невский палас»



Рис. 5. Устройство ограждения котлована при помощи конструкции «стена в грунте» при реконструкции Конюшенного корпуса (Петергоф, Михайловская дача)



Рис. 6. Конструкция «стена в грунте» при строительстве гостиницы (Санкт-Петербург, ул. Гончарная)

завод. Ограждение котлована, выполненное методом «стена в грунте» (рис. 3), имеет существенные преимущества как в технических вопросах обеспечения строительного подземного пространства гидроизоляционной защитой, так и за счет совмещения функций ограждения котлована и несущей конструкции фундамента строящегося здания или сооружения (рис. 4). Способ «стена в грунте» позволяет осуществлять строительство в непосредственной близости от существующих зданий и сооружений (рис. 5); при значительной глубине сооружения (до 50 м); при больших размерах в плане и сложной форме сооружения; при высоком уровне подземных вод.

Технологические приемы, применяемые для замоноличивания (тампонажа) стыков при устройстве «стен в грунте», должны обеспечивать достаточную прочность и водонепроницаемость (рис. 6, 7). Технология устройства «стены в грунте» отдельными захватками (опережающими и соединительными) предусматривает установку арматурных каркасов и бетонирование в опережающих захватках и последующую разработку соединительных захваток со срезкой бетона. Такая технология обеспечивает монолитность «стены в грунте» и отсутствие холодных и грязевых швов в стыках.

Для надежного уплотнения проблемных стыков между панелями траншейных стен, как показал опыт строительства, в условиях слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов успешно применяется технология струйной цементации «jet-grouting». При этом цементационные работы могут выполняться как снаружи ограждающих котлован стен, так и внутри котлована до его разработки. С этой целью в зависимости от прогнозируемой величины раскрытия стыков с глубиной могут быть применены неармируемые или армируемые металлическими трубами грунтоцементные колонны диаметром 600 или 800 мм.

Новым и прогрессивным является также способ разработки грунта в котловане TOP-DOWN через оставляемые в перекрытии многоэтажных подземных сооружений технологические отверстия. В этом случае дополнительное рас-

крепление ограждающих стен котлована применяется только на участках, где это требует статический расчет.

Ограждение из буронабивных свай относится к малодеформирующимся видам крепления и его целесообразно применять в случае больших нагрузок на бровке котлована, а также на сами сваи при использовании их в качестве несущего элемента строящегося сооружения. В качестве ограждения котлованов из буронабивных свай применяют три группы свайных стен: с прерывистым расположением свай, из касательных и секущихся свай. Стены с прерывистым расположением свай устраиваются в сухих связных грунтах, способных держать вертикальный откос. Промежуток между сваями для предотвращения местных вывалов защищается устройством забирки из досок, тонких железобетонных плит, гофрированных стальных листов или закреплением межсвайного грунта при помощи технологии «jet grouting». Ограждение котлованов из касательных свай, имеющих касательное сопряжение, показало высокую надежность и эффективность конструкции в грунтовых условиях центрального района Санкт-Петербурга в сочетании с устройством инъекционной шпонки на стыке сопрягающихся свай или закреплением массива грунта при помощи высоконапорной инъекции (технологии «jet grouting»). Для обеспечения совместной работы по верху стенки устраивается обвязочная железобетонная балка.

Опыт устройства ограждения котлованов из секущихся буронабивных свай показал возможность применения данного способа в грунтовых условиях Санкт-Петербурга. Параметрами, определяющими успех, являются технологические и инструментальные особенности процесса изготовления стены из секущихся буронабивных свай (рис. 8). В практике строительства Санкт-Петербурга используются буронабивные сваи 350–1500 мм. В условиях слабых грунтов для исключения выпора грунта в скважину устраивается так называемая «грунтовая пробка» или осуществляется бурение под бентонитовым или гидравлическим прогрузом.



Рис. 7. Строительство подземного паркинга (Санкт-Петербург, ул. Пархоменко)



Рис. 8. Стены из секующихся буронабивных свай



Рис. 9. Буровая машина RTG 21 фирмы Бауэр для устройства свай по технологии Double Rotary

К преимуществам ограждений из буронабивных свай в качестве конструкции ограждения котлованов можно отнести: использование в качестве основания прочных грунтов, залегающих на большой глубине; устройство свай разной длины, опирающихся на необходимой отметке при резко пересеченном рельефе кровли прочных грунтов, принятых за основание свай; устройство ограждений стен котлованов, когда уровень подземных вод залегает выше уровня дна котлована; передача на одну сваю большого диапазона нагрузок (1000–10000 кН); устройство свай большего диаметра по сравнению с забивными сваями, что значительно улучшает работу свай на горизонтальную нагрузку; повышение надежности сооружений за счет уменьшения общих и неравномерных осадок; исключение подвижки и деформации грунтового массива и расположенных поблизости зданий за счет повышенной жесткости свай; устройство свай без армирования в нижней ее части, где отсутствует передача моментов и горизонтальных сил; отсутствие существенных вибраций и сотрясений в процессе производства работ; сокращение потребности в механизмах и транспорте.

В грунтовых условиях Санкт-Петербурга применяются следующие способы бурения скважин для устройства бу-

ронабивных свай: бурение под защитой обсадных инвентарных труб, при этом для экскавации породы из скважины используются желонки – в водонасыщенных пылеватых песках, текучих супесях и илах. В глинистых грунтах от мягкопластичной до твердой консистенции для бурения используется короткий проходной шнек, в нижней части которого в зависимости от предполагаемых включений в породе могут быть устроены резцы или скальные зубья. В современных условиях высокую производительность и безопасность работ обеспечивает технология устройства буронабивных свай с использованием технологии двойного вращения (Double Rotary), когда внутри обсадной трубы находится непрерывный проходной шнек, а бурение производится одновременным погружением снаряда в грунт при разных направлениях вращения обсадной трубы и проходного шнека (рис. 9). Бетонирование выполненной скважины производится подачей бетонной смеси через проходное отверстие в шнековой колонне, имеющей на рабочей голове шнека клапан, который открывается при подаче бетонной смеси. Каркас устанавливается при помощи вибропогружения в литой бетон уже заполненной до устья скважины.



Рис. 10. Котлован с использованием подпорных конструкций (Санкт-Петербург, Лиговский пр.)



Рис. 11. Крепление стенок котлована при помощи анкеров (Санкт-Петербург, Московский р-н)

Сравнение экономических показателей методов ограждения котлованов показывает, что производительность работ по устройству стен из буросекущихся свай примерно в пять раз ниже производительности по устройству траншейных стен в грунте. В тех случаях, когда «стена в грунте» по каким-либо причинам невыполнима, стена из буросекущихся свай остается надежным видом ограждения котлованов.

Стальные шпунтовые ограждения в определенных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях и при глубине котлована до 7–8 м по технико-экономическим показателям могут оказаться эффективнее других способов ограждения котлованов. Применение этого вида ограждающих элементов, погружаемых, как правило, при помощи вибрации с использованием безрезонансных вибраторов или вдавливанием, регламентируется состоянием расположенных вблизи эксплуатируемых сооружений. Кроме того, шпунтовая стена из металлического шпунта относится к гибким конструкциям, способным получать значительные горизонтальные деформации. Существует мнение, что шпунтовые ограждения целесообразно использовать при отсутствии вблизи бровки котлована значительных нагрузок. Шпунт, так же как и балочное ограждение, чаще всего предусматривается извлекаемым из грунта, для чего используются механизмы, аналогичные применяемым для погружения.

Для обеспечения устойчивости ограждающей конструкции при глубине котлована более 4–6 м необходимо применять крепление распорными (рис. 10) или анкерными конструкциями (рис. 11). К преимуществам распорных систем перед анкерными следует отнести: простоту и дешевизну устройства; отсутствие необходимости специальной технологии и специального оборудования; многократное использование. Поэтому там, где возможно, предпочтение следует отдавать распорным системам. Хорошо зарекомендовали себя наклонные распорки с упором на фрагмент днища котлована или на специально выполненную свайную опору.

Применение анкерного крепления ограждающих конструкций котлованов взамен распорных систем во многих случаях дает ряд технико-экономических преимуществ, важнейшими из которых являются: отсутствие ограничений по ширине котлована; расширение фронта разработки грунта в котловане строительной техникой; отсутствие помех при монтаже конструкций сооружения; отсутствие необходимости в перекладке распорных элементов; применение там, где это возможно, одностороннего крепления ограждения котлована; получение существенного технико-экономического эффекта в последующих технологических операциях по возведению подземного сооружения (земляные работы, монтаж строительных конструкций), что обеспечивает сокращение сроков строительства. Анкеры не могут устанавливаться в слабых пылевато-глинистых грунтах, таких как глины текучей консистенции, илы, заторфованные грунты и торфы.

Наиболее широко применяются инъекционные предварительно напряженные грунтовые анкеры, в которых закрепление в грунте создается путем нагнетания в рабочую зону твердеющих растворов, как правило, на основе портландцементов. Такие анкеры обладают целым рядом преимуществ: экономичностью; хорошим сцеплением затвердевшего цементного раствора с тягой; высокой не-

сущей способностью; образованием защитного слоя от коррозии.

Способы строительства подземных сооружений «top-down» («сверху вниз») позволяют отказаться от крепления ограждения котлована временными распорными конструкциями или анкерами, поскольку в качестве распорной системы, обеспечивающей устойчивость, служат междуэтажные перекрытия. Эти методы строительства являются наиболее щадящими по отношению к близлежащей существующей застройке, обеспечивая минимальные по сравнению с другими способами крепления котлованов, осадки существующих зданий и сооружений.

Технология струйной цементации или технология «jet-grouting» заключается в разрушении и перемешивании грунта высоконапорной струей цементного раствора, исходящего под высоким давлением из монитора, расположенного на нижнем конце буровой колонны. В результате в грунтовом массиве формируются сваи диаметром 0,6–1 м из нового материала – грунтобетона с достаточно высокими несущими и противофильтрационными характеристиками.

Для повышения устойчивости стен, выполненных методом струйной цементации, применяют армирование стальными трубами диаметром 500–600 мм или прокатными балками ($h = 50–60$ мм), располагаемыми с шагом 1,5–2 м вдоль стены.

Применение технологии «jet-grouting» на ряде объектов Санкт-Петербурга в сложных инженерно-геологических условиях показало эффективность и перспективность этой технологии как при новом строительстве, так и при реконструкции зданий, выполняемых в условиях тесной городской застройки.

Одним из способов первичной активизации инвестиционного процесса строительства подземных паркингов и парковок в кризисный период 2008–2009 гг. может являться создание консорциума для строительства одного или нескольких конкретных объектов, в которых на основе государственно-частного партнерства, администрация города могла бы взять на себя функцию координатора, а также предоставление гарантий со стороны города для привлечения кредитных ресурсов по финансированию паркингов в центральной части города.

Как показывает опрос среди девелоперов и застройщиков, для инвесторов и потенциальных заказчиков паркингов основным выводом можно считать заключение о потенциальной привлекательности места строительства, его вовлеченности в городскую инфраструктуру, а также возможности многофункционального использования двух первых этажей подземного пространства с наличием дневного освещения через фонари или участки покрытия. Для деловых комплексов и бизнес-центров можно предложить подземные паркинги как часть единого комплекса с передачей на конструкции подземной части функции обеспечения устойчивости и передачи нагрузки на грунты основания (фундамент здания).

Подписка на электронную версию

Актуальная информация для всех работников
строительного комплекса

ЖИЛИЩНОЕ
СТРОИТЕЛЬСТВО

<http://ejournal.rifsm.ru/>

УДК 624.1

*А.Г. МАЛИНИН, канд. техн. наук, директор, Д.А. МАЛИНИН, инженер,
ООО «Специальная строительная техника» (Пермь)*

Комплекс оборудования для инъекционных технологий

Показана необходимость производства полного комплекса малогабаритного оборудования для выполнения инъекционных работ. Приведены принципы работы и даны основные характеристики составляющего комплекса отечественного оборудования.

Ключевые слова: инъекционная технология, буровая установка, миксерная станция.

В связи с развитием технологий подземного строительства у российских геотехнических предприятий вырос спрос на разнообразное специализированное строительное оборудование. С учетом нелегкой экономической ситуации многие предприятия не могут позволить себе дорогостоящую европейскую технику, а азиатские аналоги пока еще не заслужили доверия к своей надежности.

ООО «Специальная строительная техника» (ООО «ССТ») на протяжении уже трех лет предлагает российскому покупателю современное оборудование по низким ценам, не уступающее по качеству иностранным аналогам.

Специалисты предприятия разработали комплекс оборудования для выполнения различного типа инъекционных работ:

- устройства буроинъекционных свай;
- цементации оснований фундаментов зданий;
- устройства анкеров, в том числе анкерных свай «Titan» и «Атлант»;
- заполнение карстов цементно-глинистым раствором.

Для подобных видов работ, как правило, требуется малогабаритное оборудование, способное функционировать в стесненных условиях котлованов, подвалов и тоннелей, а также на неудобных площадках дорожных откосов и горных склонов. Разработанный комплекс оборудования включает буровой станок Figaro Maschine FM-400, миксерную станцию SM-20/50 «Мини» [1] и инъекционный насос Injection Pump IP-10. Все оборудование собирается в сборочном цехе ООО «ССТ».



Рис. 1. Буровая установка Figaro Maschine FM-400



Рис. 2. Силовая гидравлическая станция на основе дизельного двигателя



Рис. 3. Устройство буроньекционных свай

Основной принцип производства буровой установки Figaro Maschine FM-400 заключается в использовании в качестве основных ответственных узлов и элементов продукции ведущих зарубежных фирм. Именно поэтому основным элементом Figaro Maschine (рис. 1) является вращатель RH 400 компании EuroDrill с максимальным крутящим моментом 440 даН·м (кгс·м).

Уникальность бурового станка заключается в размерах, позволяющих вписать его в высотный габарит 2000–2100 мм, что дает возможность применять станок в практически любом подвальном помещении. При этом гидростанция может находиться на удаленном расстоянии, в удобном месте строительной площадки.

В январе 2009 г. выпущена первая модель Figaro Maschine [2], в течение года станок проходил опытные испытания на реальном объекте по укреплению фундамента жилого дома при строительстве метрополитена в Екатеринбурге.

В настоящее время произведено несколько буровых станков FM-400 новой модели, конструкция которой дорабо-



Рис. 4. Станция миксерная СМ-20/50 «Мини»

тана и существенно облегчена. Если вес первого бурового станка составлял почти 500 кг, то новая модель весит 370 кг.

Буровой станок может быть укомплектован гидростанциями на базе различных двигателей (рис. 2).

Все выпущенные буровые установки уже нашли применение на реальных объектах подземного строительства. В Екатеринбурге с помощью установки Figaro Maschine выполняли усиление фундамента жилого дома перед проходкой под ним тоннеля метрополитена.

В г. Набережные Челны буровой станок применяли для устройства буроньекционных свай (рис. 3). В обоих случаях бурение скважин глубиной 20–30 м выполняли из подвальных помещений существующих зданий, при этом бурение проходило в сложных геологических условиях, когда появляется потребность в малогабаритных, но мощных буровых станках.

Основной целью разработки миксерной станции СМ-20/50 «Мини» являлось сбалансированное сочетание компактности, качества, высокой производительности и доступной цены (рис. 4).



Рис. 5. Расходомер для воды



Рис. 6. Пульт управления миксерной станцией



Рис. 7. Инъекционный насос IP-10

Объемы емкостей миксера и накопителя были специально рассчитаны на производительность 5 м³/ч.

Смешивание компонентов происходит в турбулентном потоке, создаваемом центробежным насосом, установленным в нижней части смесителя. С помощью этого же насоса посредством переключения ручки цементный раствор подается в накопитель, где он поддерживается в однородном состоянии вращающимися лопастями.

**Технические характеристики
миксерной станции СМ-20/50 «Мини»**

Габариты (д×ш×в), мм:	2000×1330×1650
Производительность, м ³ /ч	5
Общая потребляемая мощность, кВт	6,6
Масса, кг	850

Для точного соблюдения водоцементного соотношения раствора станция оснащена простейшей дозирующей системой. Вода подается согласно показаниям расходомера (рис. 5). Загрузка цемента производится мешками через специальный лоток, оснащенный режущим ножом. Это позволяет выполнять работы в соответствии с проектным регламентом.

Внутренний фильтр, установленный на входе в накопитель, позволяет изготавливать цементные и глинистые (бентонитовые) растворы с содержанием примесей в сухом цементе или глинопорошке до 1%.

Электрическая схема пульта управления миксерной станции предусматривает возможность подключения инъекционного насоса. Для этого предусмотрен отдельный трехфазный разъем, а на панели управления присутствует отдельная кнопка пуска насоса (рис. 6).

Все указанные выше свойства станции упрощают труд оператора инъекционного комплекса и увеличивают производительность.

Небольшие габариты станции позволяют размещать ее в любых сложных стесненных условиях и на компактных строительных площадках. При миниатюрных размерах станция удобна в обслуживании, проста в работе и легко транспортируема. При необходимости увеличения производительности смешивания растворов станция может быть оснащена весовым терминалом и автоматической системой управления.

Завершающим звеном в цепи оборудования является инъекционный насос *Injection Pump IP-10*, рассчитанный на рабочее давление 10 МПа (рис. 7). Основной принцип конструкции насоса – оппозитное расположение рабочих цилиндров. Гидравлическая схема насоса позволяет плавно регулировать расход цементного (бентонитового) раствора, а также давление нагнетания.

Вторым более простым вариантом инъекционного насоса может быть обычный героторный винтовой насос. Такие насосы в зависимости от типа обладают производительностью 30–150 л/мин при рабочем давлении до 1–2 МПа. Этих характеристик достаточно для инъектирования цементного раствора при устройстве грунтовых анкеров и буринъекционных свай. Еще одним преимуществом является возможность стационарной установки такого насоса непосредственно на платформу миксерной станции СМ-20/50 «Мини».

В настоящее время миксерная станция «Мини» эксплуатируется на многих строительных объектах РФ, в частности на строительстве одного из олимпийских транспортных объектов в Сочи.

Список литературы

1. *Малинин А.Г.* Миксерная станция для струйной цементации грунтов // Метро и тоннели. 2008. № 4. С. 29–31.
2. *Малинин А.Г.* Малогабаритный буровой станок для работы в стесненных условиях // Метро и тоннели. 2009. № 4. С. 16–18.

150 участников • 20 регионов России и ближнего зарубежья
Выставочная площадь более 2000 кв.м

СтройЭКСПО. ЖКХ

29 Всероссийская специализированная выставка

ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ ЭКСПОЗИЦИИ:

СТРОИТЕЛЬСТВО

- Быстровозводимые здания и сооружения
- Строительные и отделочные материалы
- Кровля. Изоляция
- Окна. Двери. Ворота
- Строительное и промышленное оборудование
- Строительная и дорожная техника

СИСТЕМЫ И ИНЖЕНЕРНЫЕ СЕТИ

- Системы очистки воды, водоочистители
- Канализационные системы и оборудование
- Системы вентиляции и кондиционирования
- Системы водоснабжения и отопления
- Котельное оборудование. Насосы
- Трубы. Запорная и регулирующая арматура

УПРАВЛЕНИЕ ЖИЛИЩНЫМ ФОНДОМ

- Реконструкция, ремонт и содержание объектов жилфонда
- Локальный ремонт труб и трубных конструкций
- Материалы и оборудование для диагностики и санации
- Новые формы управления ЖКХ

Организатор
Волгоград
ЭКСПО

Выставочный центр «ВолгоградЭКСПО»
Тел./факс: (8442) 55-13-15, 55-13-16
E-mail: stroyka@volgogradexpo.ru
www.volgogradexpo.ru

Генеральный
информационный спонсор

5-7
ОКТАБРЯ
ВОЛГОГРАД

УДК 624.151.6

З.Г. ТЕР-МАРТИРОСЯН, д-р техн. наук, В.В. СИДОРОВ, инженер,
Московский государственный строительный университет

Расчет осадок фундамента глубокого заложения с учетом его жесткости

Приведено решение задачи о расчете осадки фундамента глубокого заложения (ФГЗ), а также напряженно-деформированного состояния (НДС) грунта вокруг него на примере длинной барретты с учетом жесткости ее материала. Дается сравнительная оценка результатов решения задач аналитическим и численным (МКЭ) методами. Приведены графики изменения осадок ФГЗ, а также нормальных и касательных напряжений по длине барретты и вокруг нее с учетом изменения жесткости и длины ствола.

Ключевые слова: барретта, жесткость, нормальное напряжение, касательное напряжение.

В последние годы в качестве ФГЗ используются плитно-барреттные фундаменты при возведении высотных зданий [1] и сооружений повышенной ответственности в глубоких котлованах. Такие фундаменты необходимы для восприятия значительных вертикальных и горизонтальных нагрузок, что не всегда возможно при использовании плитно-свайных фундаментов. В связи с этим возникает необходимость разработать методы расчетного обоснования плитно-барреттных фундаментов.

По СНиП 2.02.01–83* «Основания зданий и сооружений» при проектировании фундаментов глубокого заложения необходимо проводить расчеты по двум предельным состояниям. В настоящей работе основное внимание уделено расчетам по второму предельному состоянию – по деформациям. Как показали исследования НДС, вокруг и в основании барретты [2] усилие в стволе барретт существенно уменьшается с глубиной и сходит практически на нет на уровне нижнего конца. Поэтому потеря несущей способности ФГЗ в целом маловероятна. С экономической точки зрения в качестве предельной следует взять нагрузку, которая вызывает заданную осадку ФГЗ в соответствии с проектным решением при взаимодействии ФГЗ с сооружением. Поэтому количественная оценка осадки барретт имеет первостепенное значение.

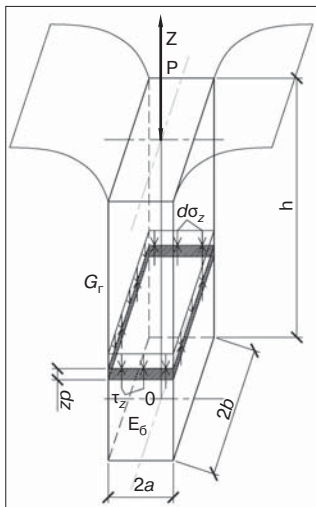


Рис. 1. Расчетная схема

Результаты натурных испытаний длинных свай [3] показывают, что при больших нагрузках, достигающих до нескольких тысяч тонн, сжимаемость материала сваи оказывает влияние на распределение усилия на сваю между поверхностью и ее пятой. С ростом длины сваи растет и доля нагрузки, приходящаяся на ее боковую поверхность, причем эта доля может достигать 75%, следовательно, осадка сваи будет в основном определяться сдвиговыми деформациями грунтов вокруг нее. Очевидно, что аналогич-

ные рассуждения могут быть проведены и для длинных барретт, расчеты которых также показывают уменьшение доли нагрузки на пяту барретты при увеличении ее длины [2].

Рассмотрим взаимодействие барретты длиной l и размерами в плане $2a \times 2b$ и грунтового массива с размерами в плане $2A \times 2B$. Поместим начало координат $z = 0$ на нижнем конце барретты и направим ось z вверх. Выделим в толще барретты элементарный слой высотой dz и площадью, равной площади барретты. При появлении нормальных напряжений $d\sigma_z$ появляются касательные напряжения τ_z . Рассмотрим равновесие между напряжением в стволе барретты σ_z и сопротивлением на ее боковой поверхности τ_z :

$$4ab \cdot d\sigma_z = 4(a \cdot \tau_{za} + b \cdot \tau_{zb}) \cdot dz,$$

$$\text{отсюда} \quad \frac{d\sigma_z}{dz} = \frac{a \cdot \tau_{za} + b \cdot \tau_{zb}}{ab}. \quad (1)$$

Сопротивление на боковой поверхности τ_z вызывает перемещение грунта вокруг барретты, которое на контактных поверхностях определяется следующим образом [2]:

$$S_a = \frac{2\tau_{za} \cdot a}{G_r \cdot \text{tg}\alpha} \ln \left(\frac{a + B \text{tg}\alpha}{a + b \text{tg}\alpha} \right) \quad \text{и} \quad S_b = \frac{2\tau_{zb} \cdot b}{G_r \cdot \text{tg}\beta} \ln \left(\frac{b + A \text{tg}\beta}{b + a \text{tg}\beta} \right), \quad (2)$$

но данные осадки должны быть равны, т. е. $S_a = S_b = S$.

Из (2) получаем выражение для τ_{za} и τ_{zb} :

$$\tau_{za} = \frac{S \cdot G_r \cdot \text{tg}\alpha}{2a \cdot \ln \left(\frac{a + B \cdot \text{tg}\alpha}{a + b \cdot \text{tg}\alpha} \right)} \quad \tau_{zb} = \frac{S \cdot G_r \cdot \text{tg}\beta}{2b \cdot \ln \left(\frac{b + A \cdot \text{tg}\beta}{b + a \cdot \text{tg}\beta} \right)}. \quad (3)$$

Из условий линейного деформирования ствола барретты имеем:

$$\sigma_z = \varepsilon_z \cdot E_6 = (dS / dz) \cdot E_6. \quad (4)$$

Подставляя выражения (3) и (4) в (1), получим дифференциальное уравнение:

$$\frac{d^2 S}{dz^2} - \lambda \cdot S = 0,$$

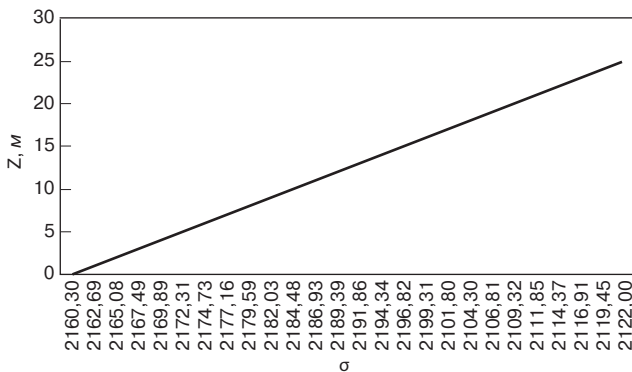


Рис. 2. Изменение σ по длине барretty

$$\text{где } \lambda = \frac{G_r}{2ab \cdot E_6} \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha}{\ln \left(\frac{a+B \operatorname{tg} \alpha}{a+b \operatorname{tg} \alpha} \right)} + \frac{\operatorname{tg} \beta}{\ln \left(\frac{b+A \operatorname{tg} \beta}{b+a \operatorname{tg} \beta} \right)} \right). \quad (5)$$

Решение уравнения (5) имеет вид:

$$S(z) = C_1 \cdot e^{\lambda z} + C_2 \cdot e^{-\lambda z}, \quad (6)$$

где C_1 и C_2 – постоянные, определяющиеся из граничных условий:

$$1) \text{ при } z = 0, S(0) = S_0; \Rightarrow S_0 = C_1 + C_2;$$

$$2) \text{ при } z = l, \varepsilon_z(l) = \frac{p}{E_6} = \frac{\sigma_z(l)}{E_6}; \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \varepsilon_z = \frac{dS}{dz}; \varepsilon_z(l) = \frac{p}{E_6} = \lambda C_1 \cdot e^{\lambda l} - \lambda C_2 \cdot e^{-\lambda l}.$$

После нахождения постоянных C_1 и C_2 и проведения преобразований:

$$S(z) = S_0 \cdot e^{\lambda z} - \frac{S_0 \cdot e^{\lambda z}}{(1+e^{-2\lambda l})} + \frac{S_0 \cdot e^{-\lambda z}}{(1+e^{-2\lambda l})} + \frac{p \cdot e^{\lambda z}}{E_6 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda l} (1+e^{-2\lambda l})} - \frac{p \cdot e^{-\lambda z}}{E_6 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda l} (1+e^{-2\lambda l})}. \quad (7)$$

Тогда при $z = l$:

$$S(l) = S_0 \cdot e^{\lambda l} \left(1 - \frac{1}{(1+e^{-2\lambda l})} + \frac{e^{-2\lambda l}}{(1+e^{-2\lambda l})} \right) + \frac{p}{E_6 \cdot \lambda (1+e^{-2\lambda l})} \left(1 - \frac{e^{-\lambda l}}{e^{\lambda l}} \right). \quad (8)$$

Так как $\sigma_z = (ds/dz) \cdot E_6$, после преобразований выражение для $\sigma(z)$ будет выглядеть следующим образом:

$$\sigma(z) = \left(S_0 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda z} - \frac{S_0 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda z}}{(1+e^{-2\lambda l})} - \frac{S_0 \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda z}}{(1+e^{-2\lambda l})} + \frac{p \cdot \lambda \cdot e^{\lambda z}}{E_6 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda l} (1+e^{-2\lambda l})} + \frac{p \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda z}}{E_6 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda l} (1+e^{-2\lambda l})} \right) \cdot E_6. \quad (9)$$

Тогда на уровне подошвы барretty ($z = 0$) получим нормальное напряжение, равное:

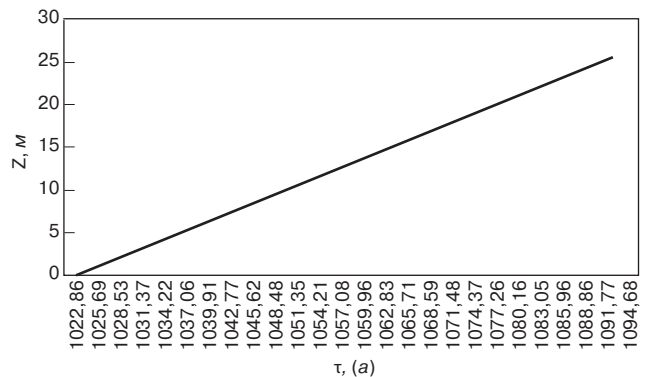


Рис. 3. Изменение $\tau(a)$ по длине барretty

$$\sigma_0 = S_0 \cdot \lambda \left(1 - \frac{2}{(1+e^{-2\lambda l})} \right) \cdot E_6 + \frac{2p \cdot \lambda}{E_6 \cdot \lambda \cdot e^{\lambda l} \cdot (1+e^{-2\lambda l})} \cdot E_6. \quad (10)$$

Представим S_0 в качестве осадки жесткого прямоугольного штампа, преобразовав известную формулу [4]:

$$S_0 = \frac{\omega \cdot a \cdot P(1-\nu)k(l)}{4abG}, \quad (11)$$

где $k(l)$ – коэффициент, учитывающий глубину приложения нагрузки на жесткий прямоугольный штамп от поверхности земли, $k(l) \leq 1$. Он находится из задачи по определению осадки прямоугольного штампа с учетом его заглубления. Данная задача была решена на базе решения Р. Миндлина В.В. Знаменским, и коэффициент $k(l)$ был табулирован. Он зависит от соотношений $m = b/h$ и $n = a/b$, где h – глубина заложения штампа; a, b – длина и ширина штампа в плане [5].

Подставив выражение для S_0 из (11) в (10), получим выражение для определения нормального напряжения на уровне пяты барretty, а подставив (11) в (8) формулу осадки барretty на уровне приложения нагрузки ($z = l$). Касательные напряжения τ_{za} и τ_{zb} будут распределены вдоль боковых поверхностей барretty пропорционально ее осадке:

$$\tau_{za} = \frac{S(z) \cdot G_r \cdot \operatorname{tg} \alpha}{2a \cdot \ln \left(\frac{a+B \operatorname{tg} \alpha}{a+b \operatorname{tg} \alpha} \right)}; \tau_{zb} = \frac{S(z) \cdot G_r \cdot \operatorname{tg} \beta}{2b \cdot \ln \left(\frac{b+A \operatorname{tg} \beta}{b+a \operatorname{tg} \beta} \right)}, \quad (12)$$

где $S(z)$ определяется по формуле (7).

Для построения графиков изменения нормальных и касательных напряжений по длине барretty использовалась программа MathCAD. Для расчетов принимались следующие данные: $S_0 = 0,026$ м, $E_6 = 30000000$ кН/м², $G = 50000$ кН/м², $p = 2222$ кН/м², $\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \beta = 1$, $a = 0,75$ м, $b =$

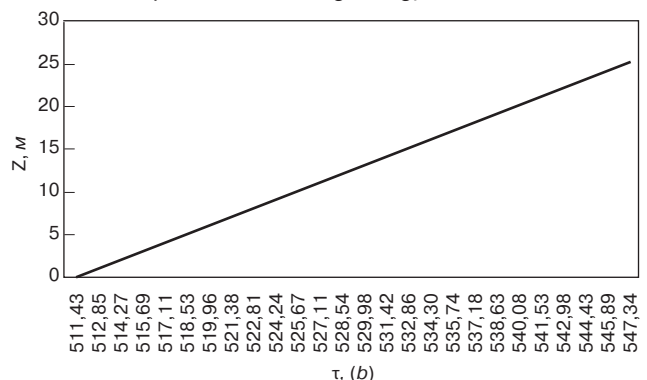


Рис. 4. Изменение $\tau(b)$ по длине барretty

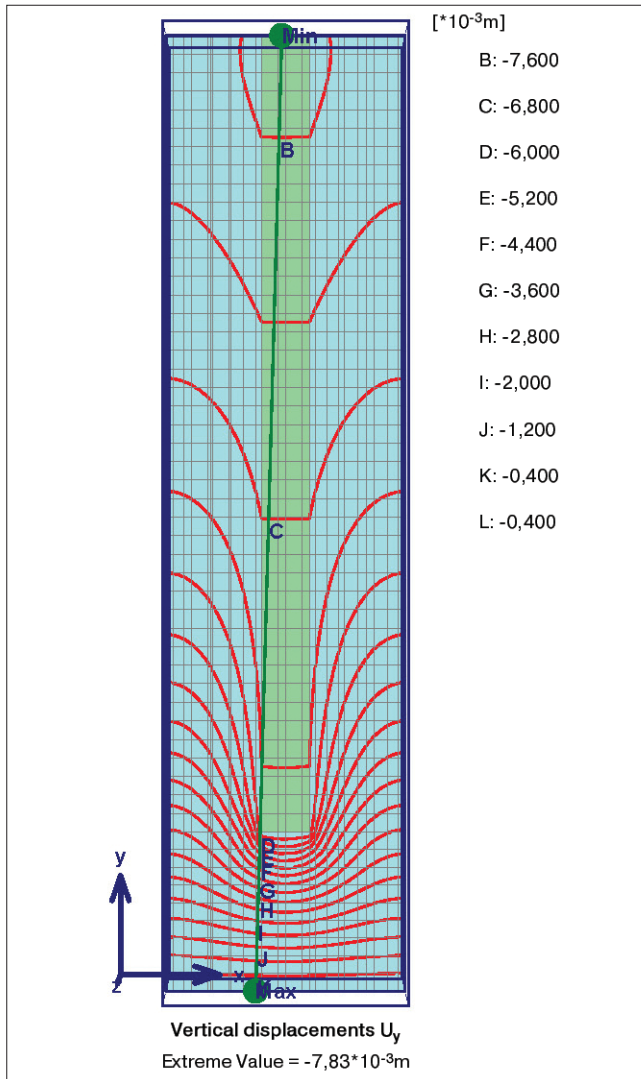


Рис. 5. Изолинии вертикальных перемещений по глубине массива

1,5 м, $A = 3,75$ м, $B = 4,5$ м, $l = 25$ м. На рис. 2 приведена зависимость изменения σ по длине барреты, полученная из (9). На рис. 3, 4 показаны зависимости изменения $\tau(a)$ и $\tau(b)$ от длины барреты, полученные из (3).

Нормальные напряжения σ_z (рис. 2) меняются от 2222 кН/м² наверху барреты ($z = 25$ м) до 2160 кН/м² под подошвой ($z = 0$). Разница является незначительной для такого высокого уровня нагрузок. Такой же вывод можно сделать относительно касательных напряжений по сторонам барреты $2a$ и $2b$ – напряжения $\tau(a)$ и $\tau(b)$ соответственно. Деформация ствола барреты для такой жесткости составит $\Delta S = 1,8$ мм, этим можно объяснить малое различие касательных напряжений по длине барреты, так как для большего проявления последних необходим больший сдвиг барреты. А следовательно, нормальные напряжения падают незначительно за счет малого изменения касательных напряжений.

Далее была уменьшена жесткость барреты в 10 раз ($E_6 = 3000000$ кН/м²). При пересчете оказалось, что нормальные напряжения σ_z менялись от 2222 кН/м² наверху барреты до 1464 кН/м². Касательные напряжения $\tau(a)$ менялись от 1617,69 кН/м² вверху до 1022,86 кН/м² на подошве, а $\tau(b)$ – от 808,85 кН/м² до 511,43 кН/м² соответственно. При этом деформация ствола барреты составила 15 мм. Следова-

но, чем значительнее сдвиг барреты по грунту, тем больше величина касательных напряжений и тем ярче проявляется затухание напряжений по длине барреты.

Также выполнено математическое моделирование с помощью МКЭ в комплексе Plaxis 3D Foundation. В расчетной схеме использовались следующие данные: $E_6 = 30000000$ кН/м²; $l = 25$ м; $G_f = 50000$ кН/м²; $p = 2222$ кН/м²; размеры барреты – 1,5×3 м; размеры вмещающего грунтового массива 7,5×9×30 (h) м (размеры массива равны размерам в аналитическом решении); $\nu = 0,35$, $\gamma = 18$ кН/м². В результате расчета перемещение барреты по пяте составило 6,36 мм, а по верху 7,83 мм. Следовательно, сжатие ствола барреты составит: $\Delta S = 1,47$ мм. Как отмечалось ранее, в результате аналитического решения с аналогичными данными сжатие ствола барреты 1,8 мм. Однако абсолютные значения осадок для этих методов отличаются более чем в 10 раз. Этот результат можно объяснить тем, что как для аналитического метода, так и для МКЭ в данной задаче определяющим параметром расчета осадок будет служить радиус влияния барреты. В данном случае размер массива оказался слишком малым, что видно по высоким значениям перемещений на границах массива (рис. 5).

Таким образом, одной из важнейших задач в разделе расчета ФГЗ по второму предельному состоянию является нахождение зависимостей, определяющих зону влияния фундамента (как отдельного его элемента, так и элементов фундамента в группе, например в составе свайно-плитного фундамента). Поскольку размеры зоны влияния связаны с расстоянием между барретами в составе плитно-барретного фундамента, вопрос о выборе расстояния между барретами следует решать комплексно, рассматривая НДС массива грунта, вмещающего подземную часть высотного здания, возводимого в глубоком котловане, в том числе плитно-барретный фундамент, стену в грунте и подземные этажи. Такая задача поставлена и в настоящее время решается численным методом. В основу этого решения заложен расчет осадки одиночной барреты.

Таким образом, путем регулирования расстояния между барретами, их размерами (глубина, площадь поперечного сечения) и жесткостью можно подобрать оптимальное решение конструкции плитно-барретного фундамента глубокого заложения.

Список литературы

1. Шулятьев О.А., Мозгачева О.А., Поспехов В.С., Минаков Д.К. Анализ концептуальных решений ограждающей конструкции подземной части общественно-делового центра «Охта» по адресу: г. Санкт-Петербург, Красногвардейская пл., д. 2. // НИИОСП им. Н.М. Герсеванова, 2008 г.
2. Тер-Мартirosян З.Г., Сидоров В.В. Взаимодействие длинной барреты с однослойным и двухслойным основанием // Жилищное строительство. 2010. № 1. С. 36–39.
3. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. М.: АСВ, 2009. 550 с.
4. Ухов С.Б., Семенов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартirosян З.Г., Чернышев С.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: АСВ, 2005. С. 106.
5. Дорошкевич Н.М., Знаменский В.В., Кудинов В.И. Инженерные методы расчета свайных фундаментов при различных схемах их нагружения // Вестник МГСУ. № 1. 2006. С. 119–132.

УДК 624 + 621.396.96

К.П. БЕЗРОДНЫЙ, д-р техн. наук, зам. ген. директора по НИР, ОАО НИПИИ «Ленметрогипротранс»; В.Б. БОЛТИНЦЕВ, канд. техн. наук, зам. ген. директора по НИР, В.Н. ИЛЬЯХИН, гл. инженер, В.А. ШУМКОВ, инженер-геофизик, С.В. АНДРИАНОВ, инженер-геофизик, ЗАО НПФ «Геодизонд» (Санкт-Петербург)

Геофизическое обследование инъекционного закрепления заобделочного пространства методом электромагнитного импульсного сверхширокополосного зондирования

Приведен состав аппаратуры и результаты применения метода электромагнитного импульсного сверхширокополосного (ЭМИ СШП) зондирования, проводимого с целью контроля качества работ по закреплению грунтов.

Ключевые слова: инъекционное закрепление, геофизическое обследование, обделка, разуплотненный грунт, тампонажный раствор.

Контроль качества инъекционного закрепления, как правило, осуществляется бурением контрольных скважин, ультразвуковыми исследованиями, сейсмоакустическим прозвучиванием. Для последних необходимо бурение двух параллельных шпуров с последующей герметизацией. Сейсмоакустические исследования обнаруживают дефекты размером не более половины длины используемой упругой волны. В силу этого в последнее время активно применяется аппаратура и методики георадиолокационных исследований.

Научно-технические основы метода и состав комплекса ЭМИ СШП зондирования. В данной работе представлена схема зондирования подстилающей среды без несущей частоты с большим током – схема ЭМИ СШП георадиолокации. Используемый в такой схеме генератор [1] разработан в Физико-техническом институте им. А.Ф. Иоффе (Санкт-Петербург). Применение импульсов с амплитудой $\sim 10^4$ В, токами ~ 100 А приводит к созданию приемных сверхширокополосных информационно-измерительных систем (ИИС) с большим динамическим диапазоном входного сигнала (1 мВ–100 В) и микрополосковыми антеннами, в которых становится возможным согласование со средой по волновому сопротивлению [2].

Данная схема имеет следующие особенности: широкая полоса принимаемых частот (0–500 МГц), малая длительность излучаемого импульса ($\tau_{\text{фронта}} \leq 1$ нс) и большой динамический диапазон системы (~ 117 дБ) обеспечивают высокую разрешающую способность по глубине и точность измерения расстояния до объекта обследования 1,5%, что способствует выделению объекта из фоновых помех; узкая диаграмма направленности антенной системы ($\sim 7^\circ$ в E -плоскости и $\sim 11^\circ$ в H -плоскости) дает возможность получать информацию не только об объекте в целом, но и о его элементах.

Данная схема имеет следующие особенности: широкая полоса принимаемых частот (0–500 МГц), малая длительность излучаемого импульса ($\tau_{\text{фронта}} \leq 1$ нс) и большой динамический диапазон системы (~ 117 дБ) обеспечивают высокую разрешающую способность по глубине и точность измерения расстояния до объекта обследования 1,5%, что способствует выделению объекта из фоновых помех; узкая диаграмма направленности антенной системы ($\sim 7^\circ$ в E -плоскости и $\sim 11^\circ$ в H -плоскости) дает возможность получать информацию не только об объекте в целом, но и о его элементах.



Рис. 1. Общий вид комплекса

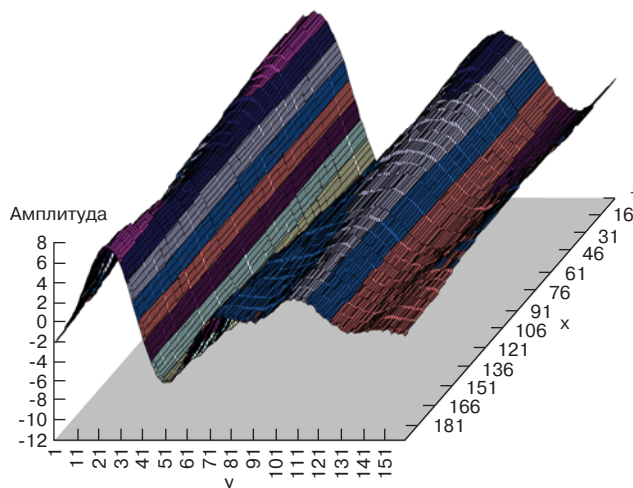


Рис. 2. Распределение поля (напряженность) излученного видеоимпульса в раскрытии (плоскость XY) передающей антенны

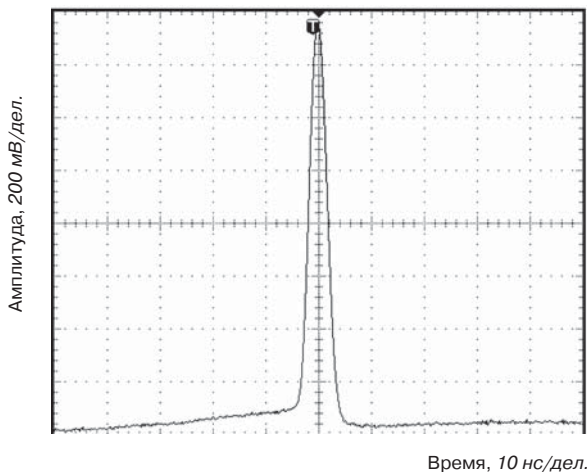


Рис.3. Вид импульса генератора на осциллографе при амплитуде выходного сигнала 1640 В (длительность фронта импульса 1 нс, длительность импульса 3,5 нс)

Указанные значения определены метрологически. Стоимость аппаратных средств, безопасность эксплуатации, малые размеры и вес аппаратуры делают данный метод достаточно доступным. Весь комплекс полевой аппаратуры (рис. 1) питается от постоянного напряжения 12 В. Суммарная потребляемая мощность не более 150 Вт. Вес комплекса не превышает 15 кг.

Выбор сильноточной схемы генерации излучаемых сигналов определяет как технические особенности георадара (схему согласования антенн с подстилающей средой; применяемый вид (системотехнику) построения приеморегистрирующей аппаратуры; протокол обмена аппаратуры с компьютером), так и особенности, используемые при идентификации. Так, системы со слаботочной схемой генерации излучаемых сигналов (GPR или PRS) используют электродинамические свойства объекта, а при идентификации результатов ЭМИ СШП зондирования, помимо электродина-

мических, используются электрофизические свойства объекта (наличие двух и более релаксаторов Дебая; взаимодействие проводимости и вязкости; наличие анизотропии электропроводности среды и т. д.).

Экспериментально установлено [3], что структура сигналов ЭМИ СШП зондирования существенно отличается от традиционных моделей модулированных квазимонохроматических сигналов, в основном с гауссовской огибающей: распределение поля (напряженность) излученного видеоимпульса в раскрытие передающей антенны представляет собой дифференциал от формы импульса (рис. 2); передний и задний фронты излучаемого видеоимпульса несимметричны (рис. 3); расстояния между точками пересечения нуля огибающей принимаемого сигнала неравны (рис. 4, 5); частотный спектр отраженного сигнала имеет дискретный характер независимо от фронта и длительности импульса (рис. 6).

На рис. 2 представлен вид импульса генератора на экране осциллографа TRM8105 (полоса ~16 ГГц) с использованием аттенюатора BARTH (полоса ~26 ГГц). На рис. 4, 5 представлены результаты измерений, выполненных на бетонной плотине Бурейской ГЭС (Амурская обл.). Эти сигналы рассматриваются как эталонный класс сигналов, характерный для бетонных поверхностей.

Процесс измерения в одной точке зондирования занимает несколько секунд. В результате измерения в одной точке зондирования (ТЗ) дневной поверхности можно построить инженерно-геологическую колонку конкретного пункта наблюдения. Для получения протяженного разреза необходимо произвести несколько измерений с определенным расстоянием между точками на линии данного разреза.

Для метода ЭМИ СШП зондирования увеличение глубины проникновения полезного сигнала в подстилающую среду и высокая точность измерений отраженного сигнала определяются следующими факторами: стабильностью параметров генераторов [1]; многоканальностью ИИС приема отраженных сигналов большой амплитуды [4]; согласованием

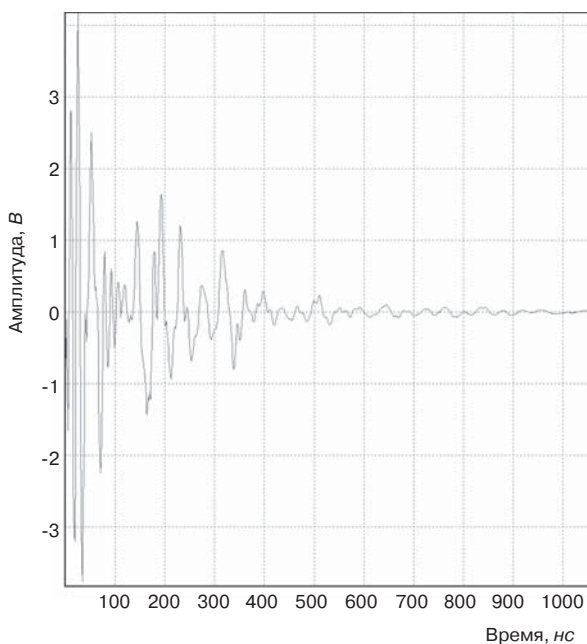


Рис.4. Отраженный сигнал, принятый на бетонной плотине Бурейской ГЭС приемной антенной дециметрового (дм-) диапазона

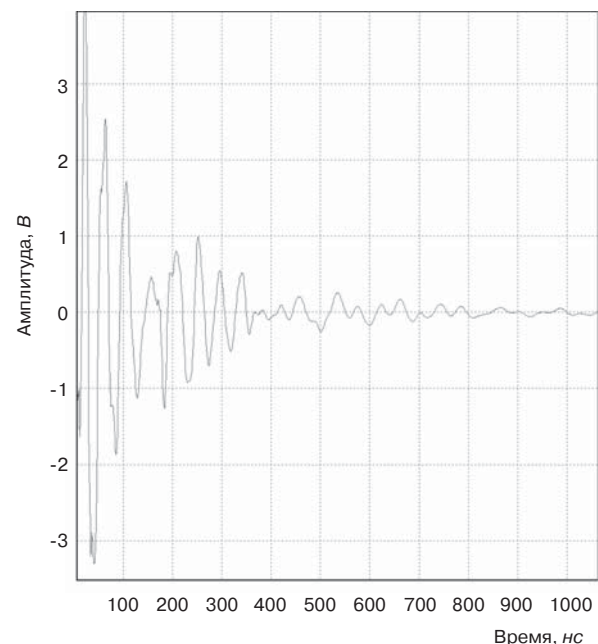


Рис.5. Отраженный сигнал, принятый на бетонной плотине Бурейской ГЭС приемной антенной метрового (м-) диапазона

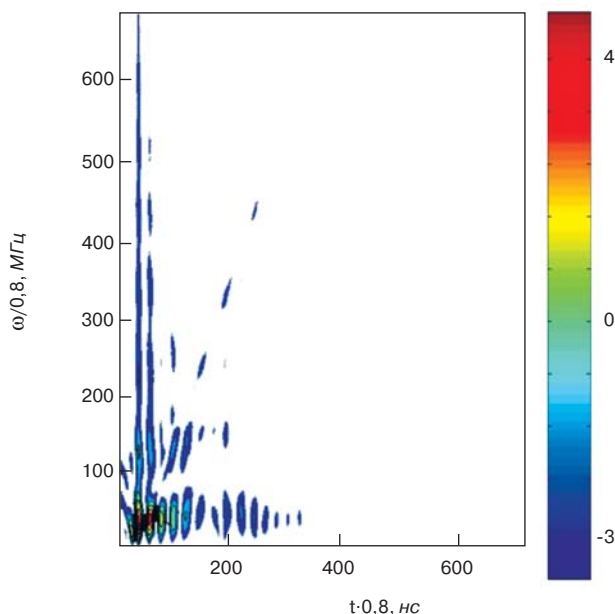


Рис. 6. Вейвлет-разложение сигнала, полученного с помощью антенны м-диапазона на бетонной плетине Бурейской ГЭС

приемопередающих антенн с подстилающей средой по волновому сопротивлению [2]; совершенствованием методов обработки измерений [5]; учетом данных метрологического обеспечения измерительных возможностей комплекса.

Современные способы литологического расчленения подстилающей среды базируются на двух методах – построении годографа и его модификациях (синфазность и т. д.) и моделировании волнового поля. Основные приемы анализа и преобразования сигналов по данным GPR (PRS) для выделения полезных волн на фоне «помеха + шум приемника» и улучшения отображения особенностей реального разреза на радарограмме последовательно включают коррекцию сигнала, его фильтрацию и повышение разрешающей способности. Из методов моделирования наиболее широко применяют метод конечных разностей во временной области и поглощающих граничных условий в виде конечно-разностной схемы Мура второго рода (FDTD).

Комплекс, реализующий метод ЭМИ СШП зондирования, включает:

- *излучающий генератор*, изготовленный по технологии дрейфовых диодов с резким восстановлением обратного напряжения (ДДРВ). Фронты импульсов: 0,5 нс; 1 нс; 3 нс при длительности порядка 10 нс; тах амплитуды импульса 6,3 кВ. Перечисленные характеристики генератора прецизионно измерены в полосе частот 0–16 ГГц;

- *метрологически аттестованные в полосе частот 80–1250 МГц приемные и передающие антенны*, для которых согласование со средой определяется за счет реализации так называемой «ямы Брюстера» для микрополосковых и рупорных антенн [3]. Это позволяет получить коэффициент прохождения волны порядка 0,6 (коэффициент стоячей волны по напряжению (КСВн), измеренный относительно сухого бетона, меньше 3,05 в указанном диапазоне частот);

- *приемное устройство* в виде ИИС со стробоскопическим преобразованием сигнала в реальном масштабе времени,

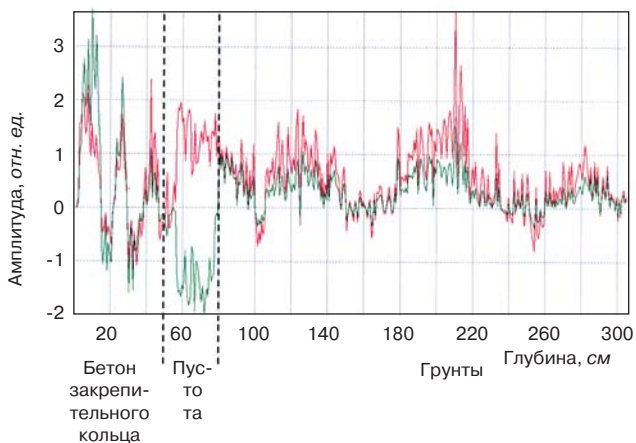


Рис. 7. Графики АКФ и ВКФ ГРЛ-сигналов в точке зондирования № 26, выполненные на закрепительном кольце № 17: в интервале 50–80 см выделяется пустота

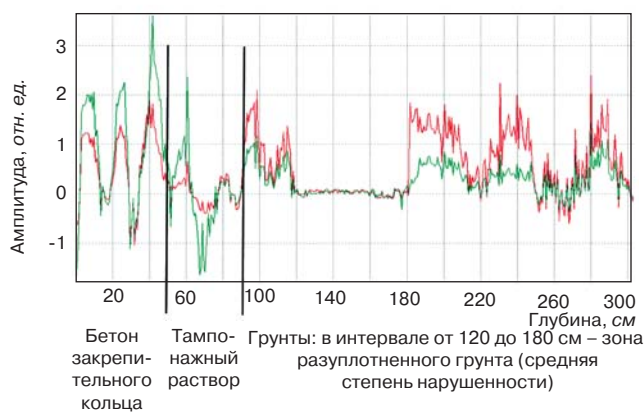


Рис. 8. Графики АКФ и ВКФ ГРЛ-сигналов в точке зондирования № 4 на закрепительном кольце № 15: в интервале 120–180 см отмечается разуплотнение в грунтах средней степени нарушения (значения амплитуд $\sim 0,01$ – $0,001$ отн. ед.)

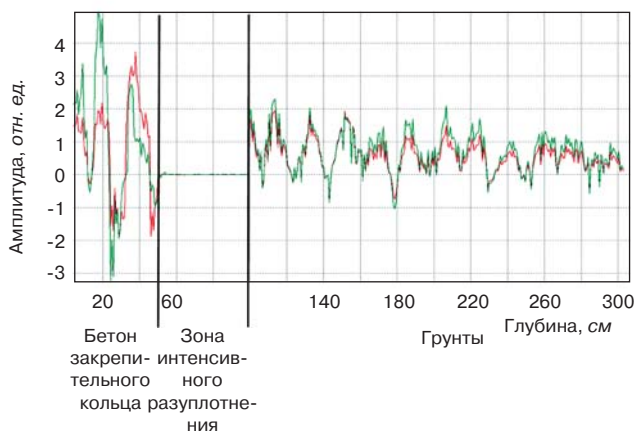


Рис. 9. Графики АКФ и ВКФ ГРЛ-сигналов в точке зондирования № 17 на закрепительном кольце № 12: в интервале 50–100 см наблюдается интенсивное разуплотнение (значения амплитуды менее $0,001$ отн. ед.)

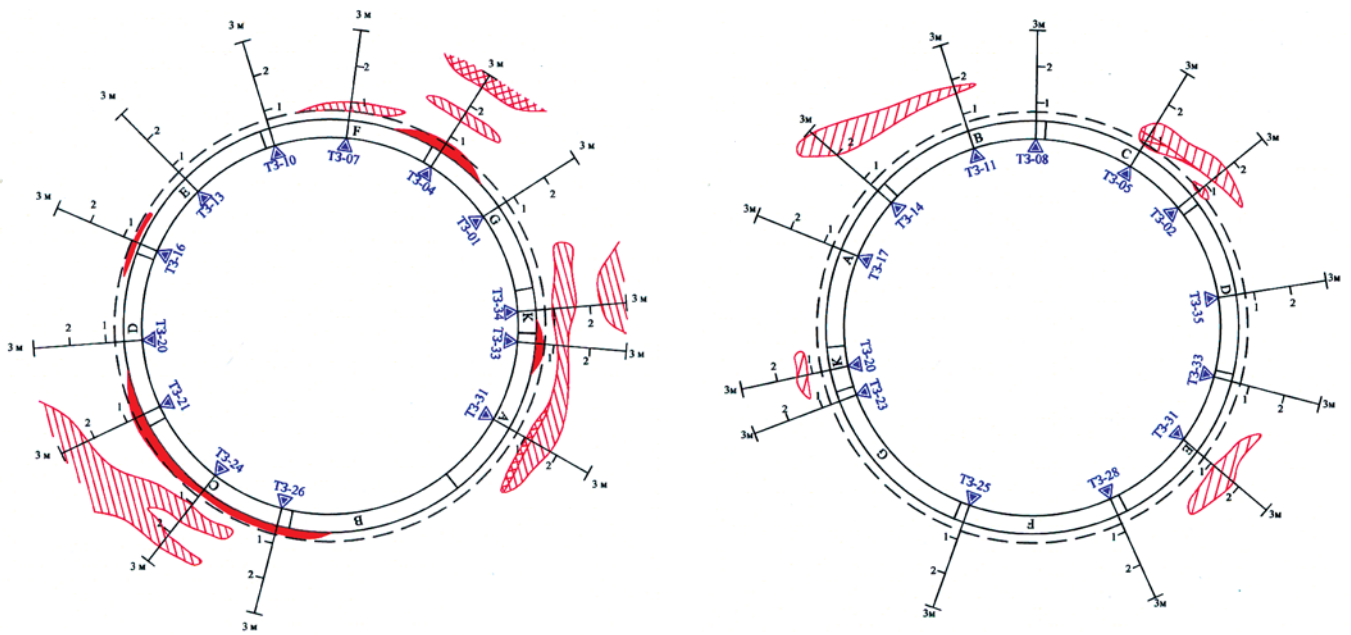


Рис. 10. Поперечные сечения закрепительных колец № 69, № 21 эскалаторного тоннеля станции метро «Обводный канал»

обладающее высокой помехозащищенностью и обеспечивающее запись принимаемых сигналов в полевых условиях.

Базис для вейвлет-разложения сигнала – DOG-вейвлет. Частотный спектр отраженного сигнала имеет ярко выраженный дискретный характер в области 50 МГц и ниже (рис. 6).

В методике идентификации образов для ЭМИ СШП зондирования [4] при решении обратной задачи использовано уравнение Винера–Хопфа. Применение существующих методов его решения позволило упростить задачу обнаружения пространственной неоднородности слоя и создать методику извлечения информации из результатов измерений в одной точке, что заметно расширило возможности инженерно-геологических изысканий [3].

Геофизическое обследование заобделочного пространства. Участок, на котором выполнялось геофизическое обследование, находится на территории строящейся станции метрополитена «Обводный канал» в Санкт-Петербурге. Угол наклона проходки предполагает большую подвижность инъецируемого материала, находящегося в пространстве между горным массивом и обделкой тоннеля.

ЭМИ СШП измерения проводились с внутренней поверхности железобетонных колец по периметру обделки. Было обследовано 47 колец.

На каждом кольце выполнялось 5–15 измерений в зависимости от возможности доступа к внутренней поверхности конструкций для установки на них измерительных антенн. Точки ЭМИ СШП зондирования располагались на каждом блоке кольца.

По результатам измерений изменяющейся во времени напряженности электромагнитного поля, зарегистрированной в каждой точке ЭМИ СШП зондирования на две антенны с разными частотными диапазонами, и их последующей компьютерной обработки формируются геофизические материалы, основу которых составляют автокорреляционные (АКФ) и взаимные корреляционные (ВКФ) функции, представленные в виде георадиолокационных портретов подповерхностных структур.

Главными интерпретационными критериями для выявления нарушенных разностей являлись следующие идентификационные признаки АКФ и ВКФ георадиолокационных (ГРЛ) сигналов:

- для обнаружения пустот в заобделочном пространстве: фрагменты АКФ и ВКФ ГРЛ-сигналов, находящиеся в противофазе. На рис. 7 приведен пример выделения пустоты в заобделочном пространстве закрепительного кольца;
- для выявления разуплотненных разностей: выделялись интервалы сигналов, в пределах которых значения амплитуды АКФ и ВКФ стремятся к нулю. Нарушения в инженерно-геологических структурах дифференцировались

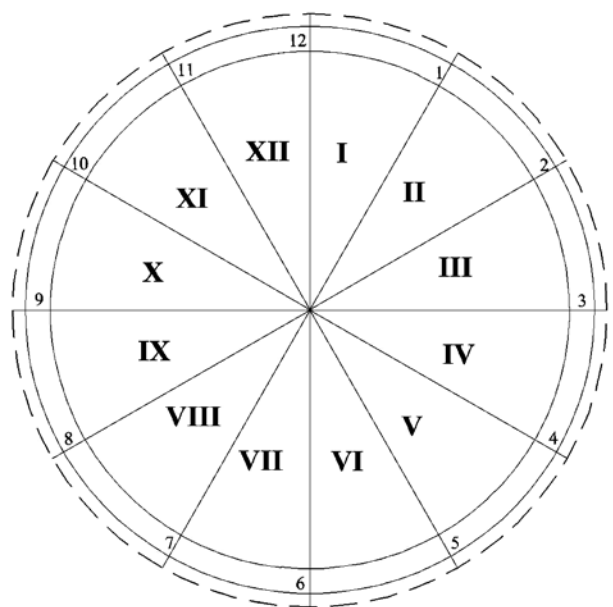


Рис. 11. Деление кольца на сегменты

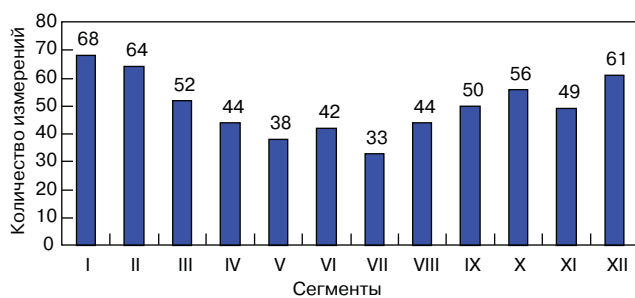


Рис. 12. Количество измерений, проведенных по сегментам

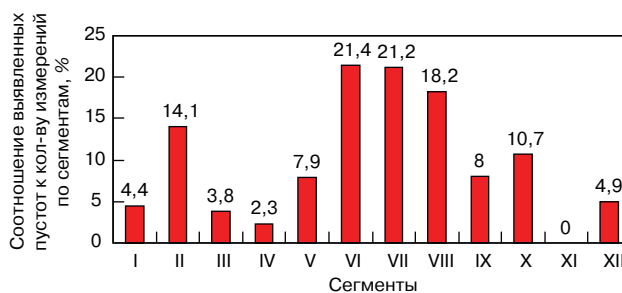


Рис. 13. Количество выявленных пустот

как «разуплотнения средней степени» (рис. 8) и «интенсивные разуплотнения» (рис. 9).

По результатам интерпретации геофизических данных были построены поперечные сечения тоннеля, на которых представлена информация о пустотах и нарушениях в инженерно-геологических структурах в интервале глубин исследований 0–3 м, при этом за отметку «0» принята внутренняя поверхность колец. На рис. 10 представлены поперечные сечения закрепительных колец № 69 (слева) и № 21 (справа), которые условно можно отнести к сечениям с «плохим» и «хорошим» результатами инъекционного закрепления заобделочного пространства. За контуром колец показаны выявленные нарушения в структуре инженерно-геологических разностей.

Анализ инженерно-геофизической информации. С целью определения наиболее проблемных мест в заобде-

лочном пространстве на участках монтажа обделки наклонного хода от первого закрепительного кольца до восьмидесят первого был выполнен обобщенный анализ инженерно-геофизической информации, полученной по данным ЭМИ СШП измерений. Оценка производилась по условным сегментам, занимающим одинаковую позицию на каждом обследованном кольце (рис. 11).

На рис. 12 показано количество измерений, проведенных на каждом сегменте для всех колец. Далее определялось процентное отношение количества выявленных нарушений к количеству проведенных измерений в каждом из сегментов (рис. 13–15).

К наиболее проблемным участкам были отнесены те, на которых отношение количества выявленных нарушений к количеству проведенных измерений превышало 10%. Основное внимание акцентировалось на участках

НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННАЯ ФИРМА



ГЕОДИЗОНД
геофизическое дистанционное зондирование

ЗАКРЫТОЕ АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО

ЗАО НПФ «Геодизонд», 198013, С.-Петербург
Подъездной пер., д.10, оф.13
Тел./факс: (812) 571-0230, 571-7806
E-Mail: geolog@geodizond.ru, http://www.geodizond.ru

Научно-производственная фирма «Геодизонд» выполняет следующие виды геофизических изысканий:

- Оценка состояния грунтов в основаниях зданий и сооружений
- Проведение геофизических исследований при строительстве автодорожных и железнодорожных тоннелей, мостов, мостовых переходов, коллекторов и т. д.:
- геологическое картирование слоев; выявление карстовых полостей и пустот в породах, слагающих основания железнодорожных полотен; выявление водоносных слоев; опережающее геолого-геофизическое обследование горных пород впереди забоев тоннелей – выявление тектонических нарушений; выявление водонасыщенных структур; обследование состояния выработки за элементами обделки
- Обнаружение дефектов в сложных гидротехнических сооружениях (плотинах, пирсах, береговых укреплениях и т. п.), в фундаментах зданий и мостовых переходов, в сваях и других бетонных конструкциях:
- георадиолокационное обследование бетонных и железобетонных конструкций с целью обнаружения скрытых нарушений сплошности бетона (трещин и трещинных зон, рыхлых неоднородностей);
- определение мест возможного дренажа воды через бетонное или земляное тело плотины;
- георадиолокационное обследование придонных отложений и геологических разностей, слагающих дно водоемов, с плавательных средств
- Обнаружение и прослеживание трубопроводов, проложенных в грунтах или по дну водоемов
- Определение расположения подземных инженерных сооружений и коммуникаций
- Поиск археологических объектов
- Поиск месторождений полезных ископаемых (твердых, жидких, газообразных)
- Определение и оконтуривание зон загрязнения окружающей среды нефтью, нефтепродуктами и т. д.

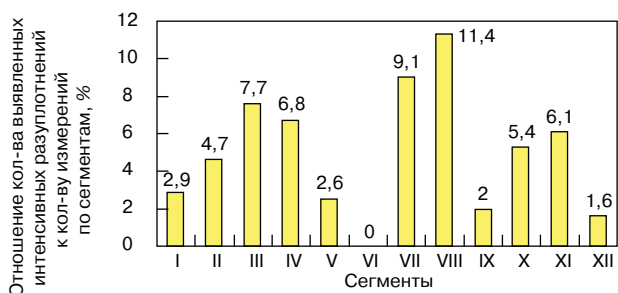


Рис. 14. Количество выявленных интенсивных разуплотнений

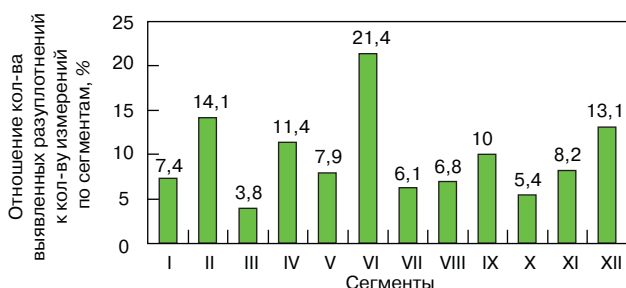


Рис. 15. Количество выявленных разуплотнений средней степени

пустот. По всей видимости, в эти интервалы проектного контура закрепления тампонажный раствор не проник. Самыми неблагоприятными сегментами обделки в этом отношении (по частоте «встречаемости» пустот) следует считать сегменты II, VI, VII, VIII и X (рис. 11). Помимо пустот в заобделочном пространстве к проблемным относятся участки интенсивно разуплотненных инженерно-геологических разностей, пористость в которых может достигать 50% от их общего объема. Очевидно, это разуплотненные участки, представленные грунтами, обрушившимися из коренного массива после монтажа кольца до нагнетания тампонажного раствора и в процессе его нагнетания. Наиболее частое проявление зон интенсивного разуплотнения отмечается в сегменте VIII, где процент «встречаемости» данных нарушений составляет 11,4%; близок к 10%-ному уровню «встречаемости» и сегмент VII – 9,1% (рис. 14).

Участки со средней степенью разуплотнения инженерно-геологических разностей (пористость среды колеблется в пределах 15–20% от объема) отмечаются во всех сегментах колец, но в сегментах II, IV, VI, IX, XII соотношение количества выявленных разуплотнений и количества проведенных измерений превышает 10% (рис. 15).

Контроль качества инъекционного закрепления грунтов в заобделочном наклонном пространстве представляет серьезную проблему даже для георадиолокации, требующей для непрерывного сканирования гладкой поверхности, исключая строительный мусор.

Маломощный сигнал системы типа PRS (GPR) не позволяет работать с незастывшим бетоном большой толщины из-за высокого затухания сигнала в нем. Решать такие задачи можно с помощью систем ЭМИ СШП зондирования, отказавшись от сканирования в пользу точечного зондирования.

За наклонной цилиндрической бетонной поверхностью эти системы показали места нахождения наиболее проблем-

ных участков – пустоты и разуплотненные инженерно-геологические разности. Разрыв по времени между проведением измерений и предоставлением геофизических материалов заказчику составлял 4–6 час.

Список литературы

1. Грехов И.В., Ефанов В.М., Кардо-Сысоев А.Ф., Шендерева С.В. Мощный полупроводниковый генератор наносекундных импульсов // Приборы и техника эксперимента. 1986. № 1. С. 93–94.
2. Свидетельство на полезную модель № 28289. РФ 7 Н 01 Q 7/00. Антенна для подповерхностного зондирования / Болтинцев В.Б. № 2002126446/20. Заявл. 07.10.02. Оpubл. 10.03.03. Бюл. № 7.
3. Болтинцев В.Б., Ильяхин В.Н., Черемисин А.А., Безродный К.П., Нагорный С.Я. Применение метода электромагнитного импульсного сверхширокополосного зондирования при инженерно-геологических изысканиях // Инженерная геология. 2006. № 2. С. 72–76.
4. Пат. № 2144682 РФ 7 G 01 S 13/02. Способ радиолокационного зондирования геологического разреза / Болтинцев В.Б. № 99104111/09. Заявл. 01.03.1999. Оpubл. 20.01.2000. Бюл. № 2.
5. Болтинцев В.Б., Лютынский И.Ю., Чапчай А.А. Применение вариационных задач для компенсации динамической погрешности информационно-измерительного комплекса // Проблемы машиностроения и автоматизации. 1990. № 6(36). С. 36–40.

20-22

20

октября

1

ЛИПЕЦК

0

15-я специализированная выставка

СТРОИТЕЛЬСТВО. АРХИТЕКТУРА. ДИЗАЙН.

Место проведения:

ВТЦ «КОНТИНЕНТ»

(г. Липецк,
ул. Балмочных, 15)

Организаторы:

администрация
Липецкой области
ОАО «МВЦ
«Липецк-Экспо»

По всем вопросам обращаться:

Тел./факс: (4742) 22-70-76, 22-72-76 expo@lipetsk.ru

УДК 624.1

*П.А. МАЛИНИН, директор, А.А. ЖЕМЧУГОВ, И.Л. ГЛАДКОВ, инженеры,
ООО «ИнжПроектСтрой» (Пермь)*

Расчет ограждений котлованов с помощью специализированных программных комплексов

Представлены специализированные программные комплексы для расчета ограждения котлованов и оценки влияния устройства котлована на прилегающую застройку, а также вычисления дополнительных осадок поверхности и фундаментов существующих зданий и сооружений.

Ключевые слова: численный расчет, ограждение котлована, нелинейные модели поведения грунта.

Устройство глубоких котлованов всегда считалось одной из наиболее сложных задач подземного строительства. При современном уровне строительства и увеличении этажности подземных сооружений сложность расчетов возрастает многократно. В настоящее время существует множество программ для расчета строительных конструкций, и лишь немногие являются специализированными для расчета подземных сооружений и ограждений котлованов.

Применяется два типа расчета подземных сооружений. Первый тип основан на ручных графоаналитических методах, которые хорошо зарекомендовали себя как достаточно простые и не требующие сложных вычислений. В основном эти методы хорошо описаны в нормативных документах. Однако при своей простоте данные методы не учитывают множество важных факторов: учет этапной разработки котлована и устройства анкеров или распорных систем; их податливость и перераспределение давления в грунтовом массиве. Таким образом, «ручной» расчет многоярусных ограждающих конструкций не представляется возможным. Второй тип основывается на численных расчетах, реализованных в современных программных комплексах, которые уже не имеют таких недостатков.

Одной из таких программ является программа GeoWall (рис. 1), предназначенная для комплексного расчета ограждений котлованов и основанная на рациональном сочетании более простых, но апробированных на практике инженерных методик и точных численных методов. Расчетные методики, заложенные в программу GeoWall, хорошо зарекомендовали себя в практике проектирования. С одной стороны, данные методики адекватно отражают механизм разрушения и деформирования грунтового массива, а с другой – физико-механические свойства грунта могут быть получены из стандартных инженерно-геологических изысканий.

В программе GeoWall ограждение моделируется конечными элементами и решается задача изгиба упругой балки. В про-

грамме существует возможность расчета на прочность практически всех современных типов ограждающих конструкций, таких как шпунт, двутавры, трубы, «стена в грунте», ограждение из буровых или грунтоцементных свай с любым типом армирования. Также учитывается и нелинейное поведение железобетона, которое невозможно учесть при «ручном» расчете.

При расчете на прочность программа GeoWall позволяет получить распределение напряжений в каждом элементе конструкции и рассчитать коэффициенты запаса прочности.

Основным достоинством программы GeoWall является комплексный расчет, позволяющий получить перемещения ограждающей конструкции, распределение давления, изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, нагрузки на анкеры и распорные элементы.

Программа позволяет выполнить расчеты устойчивости по методу Бишопа и методу Кранца; расчет несущей способности анкеров; расчеты на прочность обвязочных поясов.

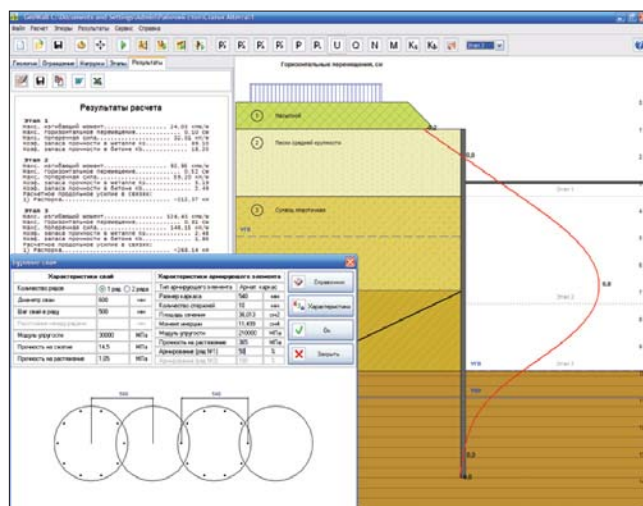


Рис. 1. Расчет котлована в программе GeoWall

GEO SOFT

ТЕЛ.: (342) 219-61-03, 219-63-14
E-MAIL: INFO@GEO-SOFT.RU
WWW.GEO-SOFT.RU

КОМПЛЕКС ПРОГРАММ ДЛЯ ГЕОТЕХНИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ

ALTErrA - конечно-элементная программа для геотехнических расчетов

GEOWALL - расчет ограждения котлованов

GEOSTAB - расчет устойчивости откосов и котлованов

GEoANCHOR - расчет несущей способности анкеров

GEoPLATE - расчет осадки свайно-плитных фундаментов

GEoPILE - расчет несущей способности свай

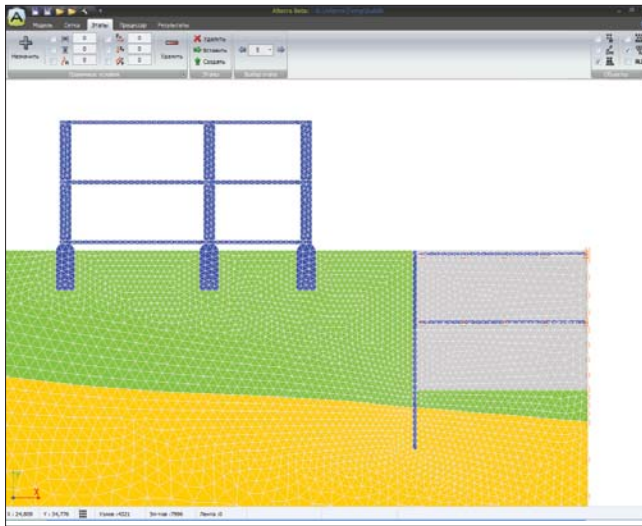


Рис. 2. Расчет ограждений котлованов в программе Alterra

Все вышеперечисленные расчеты являются необходимыми и достаточными при современном проектировании глубоких котлованов. Однако при всех своих многочисленных возможностях программа GeoWall выполняет расчеты ограждения и не может дать информации о влиянии устройства котлована на прилегающие сооружения и коммуникации. При возрастающей плотности застройки обойтись без таких расчетов невозможно, и в этом случае необходимо выполнять расчеты с помощью программ более высокого уровня, основанных на методе конечных элементов. Эти программы отличаются гибкостью построения расчетной модели и учитывают поведение грунта как среды, позволяют получить не только перемещения и напряженное состояние ограждающей конструкции, но и оценить влияние устройства котлована на прилегающую застройку, вычислить дополнительные осадки поверхности и фундаментов существующих зданий и сооружений.

Для выполнения таких расчетов компанией «ИнжПроект-Строй» разработана программа Alterra (рис. 2), основанная на методе конечных элементов, которая позволяет выполнять расчеты ограждений котлованов с учетом преднапряженного состояния грунтового массива и существующих сооружений.

Построение практически любой геометрии в сочетании с учетом этапного возведения дает возможность решать широкий класс задач (рис. 3), таких как расчет возведения зданий и сооружений, устройство котлованов, расчеты устойчивости склонов и откосов, расчеты тоннелей, расчеты несущей способности свай и получение зависимостей нагрузка-осадка. В программе заложены нелинейные модели поведения грунта: модель Кулона–Мора, Друкера–Прагера, скальные грунты, модели контакта, нелинейные модели поведения железобетона и др. Балочные конечные элементы позволяют получить эпюры изгибающих моментов, продольных и перерезывающих сил.

При всех достоинствах конечно-элементных программ существует и ряд недостатков при работе с ними. При расчетах в программах такого типа требуется большое количество времени для построения расчетной модели и самого расчета, а также сложность интерпретации полученных результатов. Для выполнения расчетов в программах, ос-

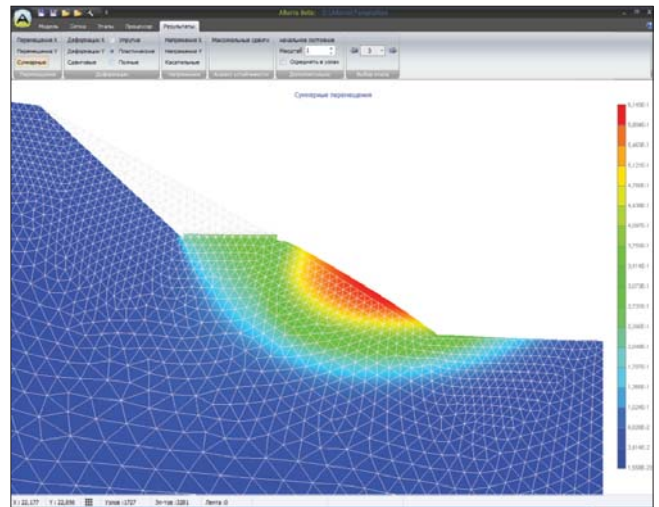
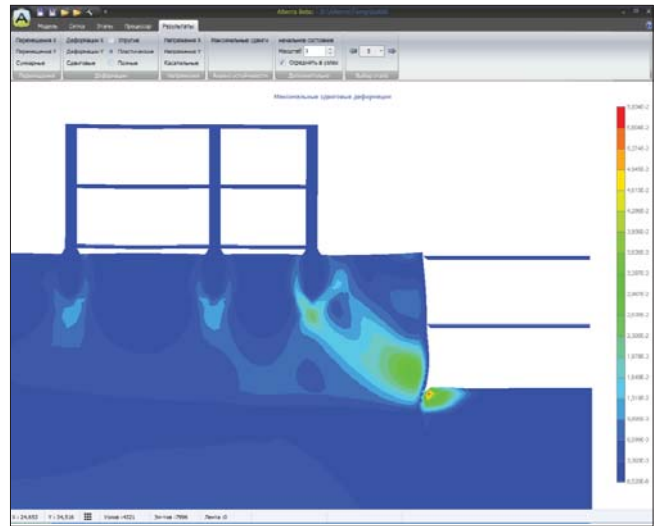


Рис. 3. Расчет откосов и тоннелей в программе Alterra

нованных на методе конечных элементов и содержащих нелинейные модели поведения грунта, проектировщик должен обладать необходимой подготовкой. В противном случае, результаты расчета могут быть неверно интерпретированы.

При проектировании ограждения котлована перед проектировщиком стоит задача выбора оптимального решения. Для определения всех параметров окончательной конструкции инженеру приходится проводить серию расчетов. Проектировщик должен выполнить расчеты для разных типов ограждений, рассмотреть различные варианты креплений бортов котлована и дать оценку каждому из вариантов. Производить серию расчетов по десяткам расчетных схем в программах, основанных на методе конечных элементов, является трудоемкой задачей. Намного рациональнее сравнивать различные схемы в инженерных программах, и уже после того как останется две схемы – воспользоваться более сложной программой.

Использование программы GeoWall одновременно с программой Alterra позволяет быстро и качественно подготовить геотехническое обоснование выбора проектного решения любой сложности.

УДК 624.1

С.А. РЫТОВ, канд. техн. наук (НИИОСП им. Н.М. Герсегова, Москва)

Эффективность применения электроразрядных технологий для устройства геотехнических конструкций

Рассмотрена разновидность электроразрядной технологии – технология электрохимического взрыва для устройства камуфлетных уширений свай и анкеров. Выполнена оценка эффективности электроразрядных технологий для различных грунтовых условий.

Ключевые слова: буронабивная свая, буроинъекционная свая, микросвая, грунтовый анкер, нагель, электрохимический взрыв, электроразрядная технология, камуфлетное уширение.

За последние двадцать лет отмечается резкий рост в создании нового технологического оборудования для устройства различных геотехнических конструкций. Всемирно известные фирмы Bauer, Casagrande, Kato, Soilmes и многие другие выпустили на рынок широкий спектр специализированных буровых станков и навесного оборудования, позволяющих выполнять сваи, анкеры в самых различных грунтовых и климатических условиях. Станки с инвентарными обсадными трубами, с проходными шнековыми колоннами (типа CFA), станки для ввинчивания формирующего сердечника и др. решают многие сложные геотехнические задачи.

Однако до сих пор не удавалось надежно и эффективно устраивать буровые сваи большого диаметра при размещении их концов в водонасыщенных песках из-за того, что при устройстве скважин под буровые сваи глубиной более 10 м в забое происходит разуплотнение песков до предельно рыхлого состояния. В зависимости от уровня подземных вод, наличия в них напора, а также от свойств песков и особенностей технологического процесса количество разрыхленного материала в забое скважины может достигать нескольких метров. Использование веса столба бетонной смеси в обсадной трубе, как, впрочем, и погружные вибраторы не дает сколько-нибудь ощутимых результатов.

В 1950–60-е гг. в СССР была создана технология устройства буровых свай с камуфлетным уширением. Скважины, в основном в устойчивых грунтах, бурились до проектных отметок станками вращательного бурения обычными шнеками. Затем на дно скважины опускали пакет взрывчатого вещества (ВВ) с электродетонатором, скоммутированным с подрывным устройством. Скважина доверху заполнялась литой бетонной смесью и взрывное устройство приводилось в действие. Взрыв нескольких килограммов ВВ (обычно тротила), генерируемая им взрывная волна и давление образующихся газов раздвигали стенки скважины и создавали полость в грунте. Столб бетонной смеси выдавливал взрывные газы на поверхность и заполнял полость, образуя тем самым камуфлетное уширение ствола сваи. Несущая способность свай с камуфлетным уширением нижнего конца значительно превышала этот показатель для свай, устраиваемых по традиционной технологии.

Имелись, однако, и серьезные недостатки у новой технологии, которые не позволили впоследствии применять

этот тип свай, по крайней мере в городских условиях. В результате ни одной сваи с ВВ-уширением ни в Москве, ни в других крупных городах так и не было устроено. Тем не менее идея устройства камуфлетных уширений концов буровых свай оказалась плодотворной. Реализовать ее удалось в последние годы в рамках развития электроразрядной геотехнической технологии. Новая технология получила название электрохимического взрыва (ЭХВ) [1]. Технология разработана авторами в НИИОСП и защищена патентами РФ.

Эффективность электроразрядной свайной технологии ЭРСТ показана в технической литературе достаточно подробно [2–5]. Существуют, однако, некоторые ограничения для широкого применения ЭРСТ. Это прежде всего ограниченный запас накапливаемой электрической энергии, резко снижающий возможности технологического оборудования для устройства большеобъемных геотехнических конструкций. Кроме того, в ряде грунтовых условий ЭХВ

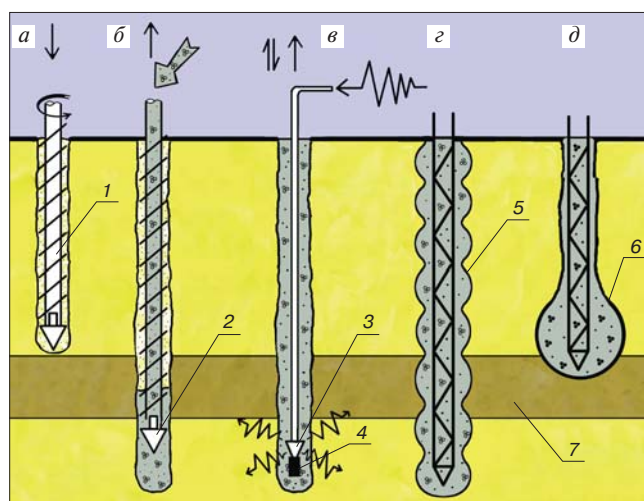


Рис. 1. Технологическая схема устройства свай с применением ЭРСТ (а–г) и ЭХВ (а–в, д): а – бурение скважины; б – заполнение скважины бетоном; в – электроразрядная обработка тела сваи; г, д – погружение каркаса в твердеющий бетон; 1 – проходной шнек; 2 – клапан; 3 – излучатель для электроразрядной обработки; 4 – картридж со специальной пастой для разовой обработки пяты по ЭХВ; 5 – готовая свая, армированная каркасом; 6 – камуфлетное уширение сваи, полученное с применением ЭХВ; 7 – плотный грунт ограниченной толщи



Рис. 2. Компактный вариант установки УЭГ-30



Рис. 3. Опытный лоток, заполненный водонасыщенным песком

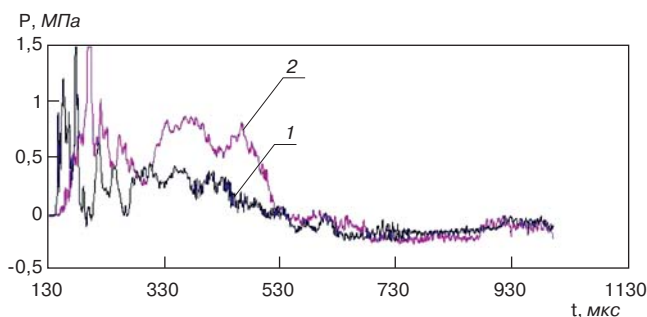


Рис. 4. Импульс давления: 1 – режим ЭВП; 2 – режим ЭХВ

может оказаться предпочтительнее ЭРСТ. В качестве примера на рис. 1 показан случай опирания уширения пяты сваи на слой плотного грунта ограниченной толщи, в котором увеличение несущей способности сваи по боковой поверхности может оказаться неэффективным.

Для решения вопроса рациональной области применения разновидностей электроразрядной технологии в НИИОСП совместно с ЗАО «Институт прикладной физики и высоких технологий» были выполнены исследования механизма уплотнения различных грунтов методом ЭРСТ и ЭХВ.

Экспериментальные работы проводились в лотке, оснащенной системой скоростной фоторегистрации с применением компактного варианта электроразрядной установки УЭГ-30 (рис. 2). Полномасштабные испытания прошли на площадках в грунтовых условиях Москвы, Московской области, Ростова-на-Дону, Нижегородской области и т. д.

Разряды выполнялись в лотке, наполненном водой и водонасыщенным песком (рис. 3). Энергозапас конденсаторной батареи установки ограничивался 5 кДж, использовался разовый режим подачи импульсов. Разряд формировался на промежутке стандартного излучателя энергии, используемого при обработке буринъекционных свай. Длина разрядного промежутка 40 мм.

Исследования параметров импульсов проводились в двух режимах: а – введением в разрядный промежуток электрически взрывающегося проводника (режим ЭВП); б – введением в разрядный промежуток картриджа со специальным составом на основе алюминиевой пудры (режим ЭХВ).

Режим ЭВП является электроразрядной свайной технологией. При этом для облегчения пробы в лабораторных условиях в разрядный промежуток вводится электрически взрывающийся проводник.

Одна из возможностей увеличить энергию парогазовой полости (ПГП), а следовательно, интенсивность и продолжительность гидротоков, воздействующих на объект обработки, – использование электрического разряда (ЭР) в химически активных конденсированных средах [6]. Такой процесс комплексного преобразования в канале ЭР электрической энергии емкостного накопителя и потенциальной химической энергии среды в дальнейшем будет для краткости называться электрохимическим взрывом.

Энергия, выделяющаяся при протекании экзотермических реакций, суммируется с электрической, увеличивая интегральную энергию, вводимую в ПГП. За счет этого удается повысить удельную энергию (на единицу массы) электрогидроимпульсных устройств при неизменных массогабаритных показателях емкостного накопителя.

Специальный состав, вводимый в разрядный промежуток (режим ЭХВ), не является взрывчатым веществом и способен к экзотермическим химическим превращениям под действием высоких температур и давлений, развиваемых в плазменном канале.

В результате замеров параметров разряда получены характерные импульсы давления (рис. 4). Результаты скоростной фоторегистрации и этапы развития парогазовой полости приведены на рис. 5.

Проведенные лабораторные эксперименты и полевые испытания позволили оценить размеры ПГП и эффективность режимов электроразрядной обработки в различных грунтах, рациональную область применения ЭРСТ.

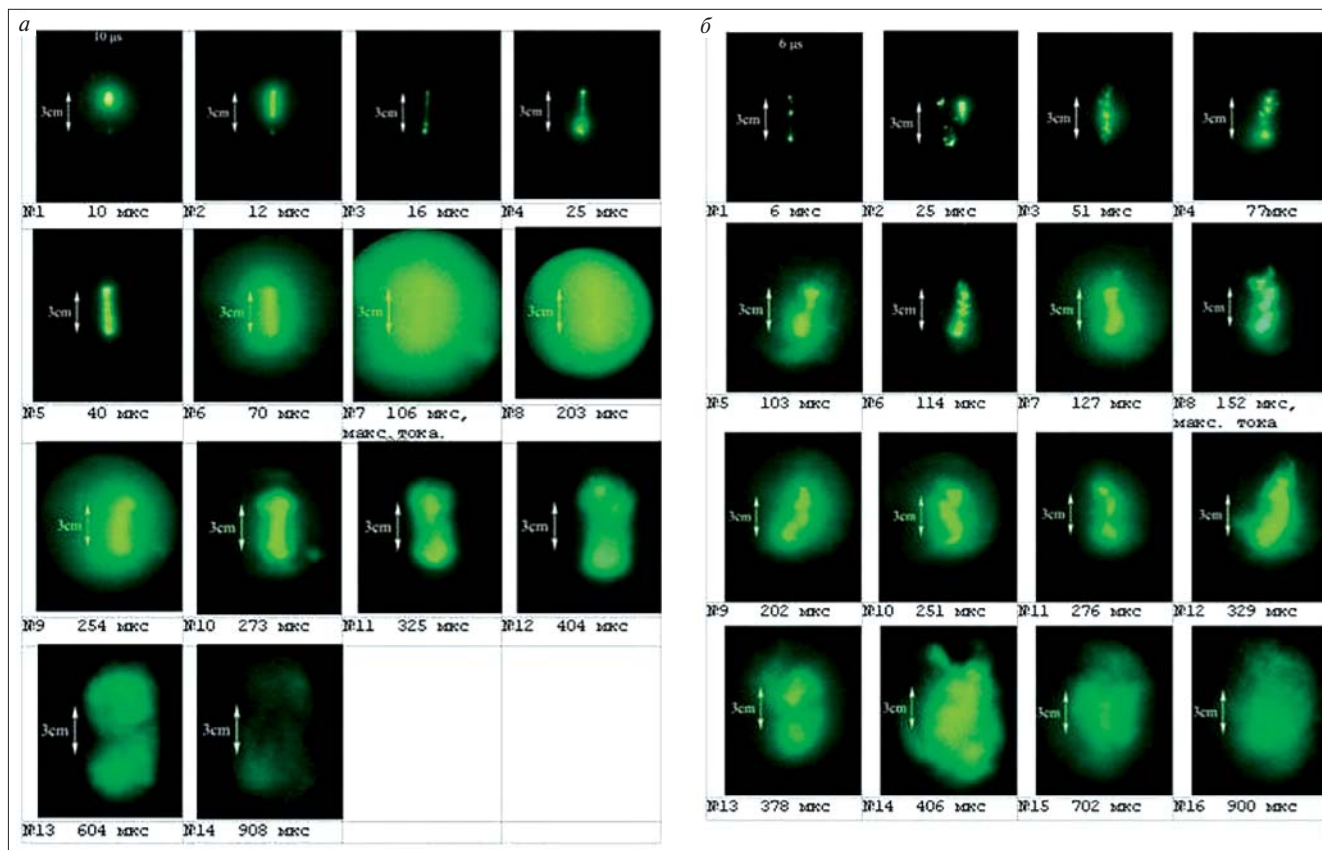


Рис. 5. Формирование разряда: а – режим ЭВП; б – режим ЭХВ

За счет введения в разрядный промежуток пасты (режим ЭХВ) имеется возможность в несколько раз увеличить и эффективно управлять энергией ПГП, а следовательно, интенсивностью и длительностью гидропотоков жидкости, воздействующей на обрабатываемый объект. При этом длительность импульса увеличивается в 3–5 раз, амплитуда снижается в 1,5–2 раза.

В работах [8, 9] моделировалась скважина в неограниченной пористой, насыщенной однофазной жидкостью среде, динамические процессы в которой описаны с учетом [7]. В них показано, что в водонасыщенных несвязных грунтах при высоких скоростях нагружения (характерных для элект-

роразрядной технологии) на расстоянии 0,05 м от границы скважины деформации грунта не более 0,1–0,2 мм. При этом межфазное взаимодействие твердой и жидкой сред оказывает существенное влияние на их движение, приводя к затуханию колебаний после прекращения действия импульсной нагрузки. В связи с этим механизм уплотнения водонасыщенных несвязных грунтов связан с их разжижением в контактной зоне.

ЭРСТ эффективна в водонасыщенных песках, которые легко разжижаются при прохождении ударной волны электрического разряда, а затем под давлением гидропотоков, возникающих от пульсации ПГП на фоне гидростатического давления столба жидкости в скважине, уплотняются в контактной зоне.

В связных глинистых грунтах наблюдается иная картина. Большинство глинистых грунтов не склонно к динамическому разжижению. Ударная волна электрического разряда вызывает в них в основном упругие колебания. В этих условиях воздействия гидропотоков ПГП оказывается недостаточно для сколько-нибудь значительного пластического деформирования стенок скважины. Решающим фактором здесь является кратковременность импульса давления. В свою очередь, кратковременность определяется практически полным исчезновением материала ПГП за счет конденсации пара и растворения газов ее пароплазменного заполнения. Этим объясняется низкий эффект режима ЭВП в тех видах глинистых грунтов, которые не склонны к тиксотропному разупрочнению. Поэтому для связных грунтов более эффективен режим ЭХВ. С учетом применения ЭХВ возможно получение уширения свай в связных грунтах (рис. 6).

Электроразрядная обработка тела сваи позволяет существенно снизить влияние технологии бурения на несущ-



Рис. 6. Уширение буринъекционной сваи (режим ЭХВ) в глинистом грунте

щую способность сваи, например ликвидация бентонитовой корки при бурении под бентонитовым раствором, уплотнение контактного слоя, разрыхляемого при бурении, ликвидация «шеек» и т. д.

С особой осторожностью данную технологию необходимо применять для усиления существующих фундаментов, основанием которых служат несвязные грунты, склонные к динамическому доуплотнению. Поэтому электроразрядную обработку тела сваи рекомендуется применять вне активной зоны усиливаемого фундамента для снижения риска доуплотнения основания здания и, как следствие, увеличения дополнительной осадки.

Кроме того, проведенный комплекс исследований позволил разработать упрощенную методику расчета буронагреваемых свай по СТО НИИОСП «Рекомендации по применению микросвай» с учетом [10].

Список литературы

1. Джантимиров Х.А. и др. Геотехническая технология на основе электрохимического взрыва и оборудование для ее реализации // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2005. № 5 С.17–21.
2. Джантимиров Х.А., Рытов С.А., Юдович Б.Э. Новейшие геотехнические технологии, конструкции и материалы // НИИОСП – 70 лет: Труды института. М., 2001. С. 49–60.
3. Рытов С.А. Электроразрядная технология для устройства свай и анкеров // Реконструкция городов и геотехническое строительство. 2004. № 8. С. 172–175.
4. Рытов С.А., Смирнов П.В. Электроразрядные технологии устройства буровых свай большого диаметра // НИИОСП – 75 лет: Сб. научных трудов. М.: ЭСТ, 2006. С. 197–201.
5. Рытов С.А. Эффективные технологии устройства буронагреваемых свай и анкеров. М: НИИОСП им. Н.М. Герсеевича, 2006. 20 с.
6. Кондриков Б.Н. и др. Взрывные превращения электрической и химической энергии. Киев: Наукова думка, 1987. 128 с.
7. Николаевский В.Н. Механика пористых и трещиноватых сред. М: Недра, 1984. 232 с.
8. Барбашова Г.А., Дубовенко К.В., Иванов А.В., Косенков В.М. Моделирование процесса восстановления фильтрационных характеристик нефтяных и водозаборных скважин под действием электрогидравлических установок // Фильтрация многофазных систем: Материалы X Всесоюз. семинара. Новосибирск, 1991. С. 3–10.
9. Косенков В.М. Влияние способа динамического нагружения пористой, насыщенной жидкостью среды на увеличение ее проницаемости // Вестник Челябинского университета. Серия 6: физика. 1997. № 1 (1). 1997. С. 88.
10. Барвахов В. А., Рытов С.А. О расчете несущей способности свай по СП–5–102–2003 «Свайные фундаменты» / Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях. Свайные фундаменты. Экспериментально-теоретические исследования и практика проектирования Уфа: БашНИИстрой, 2006. Т. 1. С. 28–34.

Научная конференция – II академические чтения, посвященные памяти академика Г.Л. Осипова
АКТУАЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ СТРОИТЕЛЬНОЙ ФИЗИКИ – ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ И ЭКОЛОГИЧЕСКАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ

7–9 июля 2010 г.

Москва

Организаторы

Научно-исследовательский институт строительной физики (НИИСФ РААСН)
Российская академия архитектуры и строительных наук (РААСН)
Московский государственный строительный университет (МГСУ)
Российский союз строителей РФ (РСС РФ)



Тематика конференции

- Энергосбережение в строительстве
- Строительная теплофизика
- Строительная и архитектурная акустика
- Строительная светотехника
- Секция. Научная школа для молодежи «Строительная физика, энергосбережение и экологическая безопасность»
- Вопросы экологии в строительстве
- Долговечность и прочность строительных конструкций
- Ремонт и эксплуатация объектов коммунального хозяйства
- Высотное строительство

К академическим чтениям будет выпущен сборник трудов.

В рамках конференции состоится конкурс среди студентов, магистров, аспирантов, молодых ученых, научных сотрудников вузов до 35 лет, научных и проектных учреждений

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ
МАТЕРИАЛЫ**

Информационная поддержка

ЖИЛИЩНОЕ
СТРОИТЕЛЬСТВО

Место проведения: МГСУ, Ярославское шоссе, д. 26

Оргкомитет: 127238, Москва, Локомотивный проезд, д. 21, к. 3 (светотехнический корпус) НИИСФ РААСН
Тел.: (495) 488-70-05, Факс: (495) 482-40-60, E-mail: org.com@list.ru, www.niisf.ru

УДК 691:699.82

Ю. П. ШУЛЬЖЕНКО, д-р техн. наук, А. Ф. ЛЕВИН, канд. техн. наук,
ООО НПО «Гидрол-Руфинг» (Москва)

Гидроизоляция. Проблемы надежности и долговечности в условиях мегаполиса

Обозначены основные проблемы и сформулированы требования рационального использования подземного пространства в условиях мегаполиса. Показана связь экономической эффективности использования подземного пространства с надежностью и долговечностью гидроизоляции. Работы по созданию эффективных полимерных материалов и технологий их применения осуществляются в настоящее время в ООО НПО «Гидрол-Руфинг». Приведены свойства материалов с повышенными техническими и эксплуатационными свойствами: Элон-Супер, Элон-Супер Н, Кровлелона, мастики Унимаст, а также технологии создания гидроизоляционных мембран с использованием Кровлелона с Техноэластом.

Ключевые слова: подземные сооружения, гидроизоляция, коррозия, полимерные материалы ООО НПО «Гидрол-Руфинг», свойства, технологии применения, методики испытаний, гидроизоляционные мембраны.

Преобразования экономики России, развитие бизнеса, возможности сотрудничества и общения с зарубежными партнерами создали предпосылки активизации жилищного и общественного строительства. За последние десятилетия в стране построено большое количество офисных, торговско-складских, торговых и зрелищных сооружений. Однако продолжающийся рост городского населения и количества автотранспорта не снизил потребности в гостиницах, гаражах, магазинах и пр. Серьезной проблемой стала нехватка земли для застройки.

Одним из путей решения этой проблемы является активное освоение подземного пространства.

В новом строительстве таких стран, как Япония, США, Канада, Франция, Германия, Великобритания, использование подземного пространства становится практически обязательным. Особенно ак-

тивно используют подземное пространство в городах Японии, США, Великобритании, то есть там, где традиционно ощущается дефицит земельных ресурсов [1].

В Москве также накоплен опыт использования подземного пространства не только для размещения в нем подземелий исторических объектов, метрополитена, убежищ, канализации и др. В современном жилом районе Северное Чертаново подземные этажи домов используют в основном для размещения в них объектов культурно-бытового, торгового назначения, гаражей и инженерного оборудования. Другими примерами эффективного современного использования подземного пространства столицы являются ТРК «Охотный ряд» на Манежной площади, а также подземная часть крупнейшего комплекса Москва-Сити.

Рациональное использование подземного пространства, в условиях ме-

гаполиса являясь перспективным направлением развития городской инфраструктуры, требует:

- обеспечения экологической безопасности и создания комфортных условий пребывания человека внутри помещений подземных объектов городского хозяйства;

- возможности реконструкции наземной и подземной частей существующих зданий и сооружений;

- надежности и долговечности строительных конструкций и материалов.

Использование подземных сооружений экономически эффективно тогда, когда их эксплуатация не требует дополнительных затрат.

Например, после первой сдачи в эксплуатацию ТРК «Охотный ряд» на Манежной площади въехавшие в него арендаторы торговых мест обнаружили на потолках своих помещений протечки в 240 местах. Для их ликвидации при-

Таблица 1

Показатель	Значения	
	Норма	Факт*
Условная прочность, МПа (кгс/см ²), не менее	8 (80)	8,7
Относительное удлинение при разрыве, %, не менее	330	490
Водопоглощение, мас. %, не более	0,7	0,6
Изменение линейных размеров, %, не более	2	-0,3
Водонепроницаемость при давлении не менее 0,001 МПа в течение не менее 72 ч и давлении не менее 0,2 МПа в течение не менее 2ч	Отсутствие признаков проникания воды на лицевой поверхности образца	
		Соответствует
Гибкость на брусе с радиусом закругления 5±0,2 мм при температуре -60±1°С, не выше	Отсутствие трещин на лицевой поверхности образца	
		Соответствует -62

* Значения по результатам сертификационных испытаний.



Рис. 1. Участок стилобата ГК «Берлин» с выполненным покрытием из Кровлелона с установленными по периметру аэраторами перед асфальтированием проезжей части



Рис. 2. Устройство горизонтальной гидроизоляции многофункционального комплекса на Ленинградском шоссе в Москве

шлось вскрыть поверхность над ними на площади более 20 тыс. м² от здания Манежа до гостиницы «Москва». Работу выполняли более двух лет. Причиной протечек явилась некачественно выполненная гидроизоляция. Для устранения неполадок потребовалось разобрать весь конструктив, то есть снять гранитные плиты, вскрыть армированную железобетонную плиту, снять утеплитель и удалить некачественную гидроизоляцию, выполненную из мастики с двухслойным армированием стеклоосновой. Затраты составили сумму, эквивалентную нескольким миллионам долларов. Естественно, что предполагаемый срок окупаемости затрат на строительство ТРК «Охотный ряд» по сравнению с расчетным изменился и существенно обременил бюджет города.

К сожалению, описанный случай не единственный. При реконструкции Московского планетария в качестве гидроизоляции эксплуатируемой кровли применили наплавляемый битумно-полимерный материал «Мостопласт». Водоизоляционный ковер был выполнен из двух слоев. Однако ведение отделочных работ внутри помещений оказалось невозможным из-за протечек. В исключительно трудных осенне-зимних условиях (дожди, снег, лед) пришлось заново выполнять гидроизоляционные работы на площади 4 тыс. м², чтобы не срывать сроки выполнения отделочных работ.

В условиях сильной загрязненности городской среды выявляется множество факторов риска, связанных с коррозией и разрушением конструк-

ций подземных частей зданий, что в свою очередь загрязняет воздух подземных этажей зданий. Исследования, проведенные в МГСУ, показали, что в результате коррозии в строительных материалах подземных частей зданий накапливаются продукты разложения. При их диффузии в среде подземных помещений заметно нарушается санитарно-гигиенический режим, появляются неприятные запахи и возникают дискомфортные условия, угрожающие здоровью людей. При повышении влажности в подвальных помещениях возникают многочисленные грибковые образования [1].

Вода в подвале – это дискомфорт, а также фактор, приводящий к разрушению здания. Проникновение воды в помещение – сигнал бедствия, означающий нарушение гидроизоляции. Гидроизоляция – это защита строительных конструкций зданий и сооружений от протечек для обеспечения нормальной их эксплуатации, повышения надежности и долговечности.

Широкое распространение в современном строительстве получили окрасочная и оклеечная гидроизоляция. В зависимости от пленкообразующей основы окрасочная гидроизоляция применяется в основном трех видов – битумная, битумно-полимерная и полимерная. Аналогично и для оклеечной гидроизоляции.

Таблица 2

Показатель	Значения	
	Норма	Факт*
Масса 1 м ² , кг, в пределах	3–5,5	
Условная прочность эластомерного слоя, МПа (кгс/см ²), не менее	8 (80)	9,9
Относительное удлинение при разрыве, %, не менее	330	452
Масса вяжущего с наплавляемой стороны, кг/м ² , не менее	2	3,7
Температура размягчения вяжущего, °С, не ниже	95	Соответствует
Температура хрупкости вяжущего, °С, не выше	– 25	Соответствует
Водопоглощение, мас. %, не более	1	0,8
Изменение линейных размеров, %, не более	2	–0,1
Твердость по Шору А, усл. ед., не менее	≥60	60
Водонепроницаемость при давлении не менее 0,001 МПа в течение не менее 72 ч и давлении не менее 0,2 МПа в течение не менее 2 ч	Отсутствие признаков проникания воды на лицевой поверхности образца	
		Соответствует
		Соответствует
Гибкость на лицевой (эластомерной) поверхности образца при огибании бруса с закруглением радиусом 5±0,2 мм при температуре не выше -60±1°С	Отсутствие трещин на лицевой поверхности образца со стороны эластомерного слоя	
		Соответствует –60
Гибкость на обратной (наплавляемой) стороне поверхности образца на брус с радиусом закругления 25±0,2 мм при температуре не выше -15±1°С	Отсутствие трещин на обратной поверхности образца со стороны наплавляемого слоя	
		Соответствует –25

* Значения по результатам сертификационных испытаний.

Анализ проектных решений объектов гидроизоляции в современном отечественном строительстве часто наводит на мысль о том, что проектировщики очень плохо знают свойства гидроизоляционных материалов. Кажущаяся дешевизна битуминозных материалов впоследствии очень дорого обходится при эксплуатации. Битум, являясь органическим веществом, служит питательной средой для микроорганизмов и насекомых, живущих в грунте. Об этом писал и неоднократно высказывался на конференциях видный ученый в области гидроизоляции доктор технических наук, профессор С.Н. Попченко [2]. Проводимые под его руководством исследования, а также раскопки гидроизоляции показывали, что битуминозные материалы всего через несколько лет эксплуатации в грунте теряли свои гидроизоляционные свойства. Зачастую они оказывались полностью изъеденными муравьями.

С мнением С.Н. Попченко полностью соглашался другой видный ученый – доктор технических наук, профессор И.А. Рыбьев. Он считал, что без введения антисептирующих добавок битумные материалы нельзя использовать в гидроизоляции.

До начала 1970 гг. XX в. для гидроизоляции широко применяли биостойкие рулонные материалы, содержащие в своем составе деготь. К ним относились толевые материалы, а также полимердегтебитумные пленки (ПДБ), разработанные талантливым ученым кандидатом технических наук, заслуженным изобретателем СССР И.В. Провинтеевым [3].

Ряд резинобитумных материалов – изол, фольгоизол, а также гидробутил и армогидробутил, полимерные мастики – кровлелиты марок МКВК, МКВГ, Б-1, Б-2, Б-3 и др. были разработаны в головных научных центрах ВНИИстройполимер, в институте ВНИИкровля Министерства промышленности строительных материалов СССР.

Продолжение работ в области создания эффективных отечественных полимерных материалов кровельного и гидроизоляционного назначения осуществляется в ООО НПО «Гидрол-Руфинг», сформированном из бывших сотрудников вышеупомянутых институтов.

В основу концепции создания новых материалов и технологий их применения в строительстве в НПО «Гидрол-Руфинг»

положена идея сохранения в процессе эксплуатации высокой эластичности трещиностойких гидроизоляционных покрытий. Пока материал сохраняет высокую эластичность, он сохраняет целостность, что, в свою очередь, обеспечивает водо-, паро-, газонепроницаемость. Высокоэластичными гидроизоляционными материалами согласно трактовке профессора И.А. Рыбьева считаются материалы, которые имеют относительное удлинение при разрыве более 100%.

Полимеры позволяют создавать качественно новые высокоэффективные материалы, отличающиеся повышенными техническими и эксплуатационными свойствами.

Анализ условий эксплуатации гидроизоляции показал, что оптимальными являются эластомерные материалы с повышенными физико-механическими характеристиками. Упругоэластические свойства эластомерных материалов наилучшим образом позволяют воспринимать комплекс воздействий, которым многократно подвергается материал в процессе эксплуатации. Одним из главных показателей гидроизоляционного материала является трещиностойкость, то есть способность материала многократно воспринимать растягивающие и сжимающие напряжения без разрыва.

Весьма распространенным полимером для материалов гидроизоляции является этилен-пропилен-диеновый каучук (СКЭПТ или ЭПДМ согласно американской аббревиатуре). В мире более 13% каучука ЭПДМ расходуется на создание ЭПДМ-мембран – рулонных вулканизированных материалов для применения их в гидроизоляции резервуаров, бассейнов различного назначения, в том числе для хранения твердых и жидких отходов, искусственных водоемов и др. Другой полимер – бутилкаучук (БК) позволяет создавать материалы не только с высокими гидро-, но и газоизоляционными свойствами, что особенно ценно в тех случаях, где требуется изоляция от таких газов, как радон, метан и др.

Из термопластов по комплексу свойств, значимых для гидроизоляции, зарекомендовали себя: поливинилхлорид (ПВХ); полиэтилены высокого (ПВД) и низкого (ПНД) давления, полипропилен (ПП), а также композитные материалы – термопластичные полиолефины (ТПО).

ООО НПО «Гидрол-Руфинг» в своей деятельности руководствуется

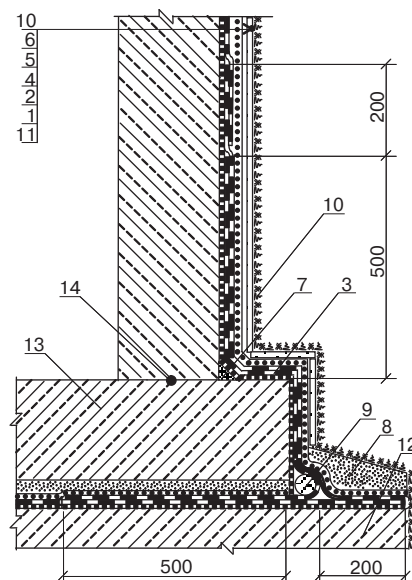


Рис. 3. Сопряжение горизонтальной и вертикальной поверхностей гидроизоляционной мембраны: 1 – битумный праймер № 1 Технониколь; 2 – Техноэласт ЭПП; 3 – дополнительный слой Техноэласта; 4 – кровлелон; 5 – геотекстиль 250 г/м²; 6 – цементно-стружечная плита 10 мм; 7 – цементно-песчаная стяжка 40 мм; 8 – защитная цементно-песчаная стяжка М-150 40–80 мм; 9 – велотерм Ø 50 мм; 10 – обратная засыпка; 11 – монолитная железобетонная стена; 12 – бетонная подготовка; 13 – железобетонная плита; 14 – гидростоп

принципом создания новых гидроизоляционных материалов и технологий их применения на отечественном сырье, оборудовании, не уступающих по основным качественным показателям лучшим зарубежным аналогам.

Примером могут служить рулонные эластомерные материалы на основе каучука СКЭПТ – Элон, Элон-Супер, Элон-Супер Н (с наплавляемым битумно-полимерным слоем) изготавливаемым по самой передовой в мире электронно-лучевой технологии. Сравнительная оценка долговечности проводилась по отечественным и американским методикам образцов Элона, а также образцов американской фирмы «Карлайл Синтек Системз», японской фирмы «Мицубоши», итальянской фирмы «Дутрал». Испытания показали, что Элон имел наименьшие потери эластичности в процессе искусственного старения. По данным японской фирмы «Мицубоши», долговечность собственного материала на основе ЭПДМ в условиях кровли (более жестких по сравнению с условиями гидроизоляции, где отсутствует УФ-облучение) составляет не менее 50 лет. За 20 лет наблюдений материалов в эксплуатации в условиях естественной экспозиции на кровле

Таблица 3

Показатель	Значения	
	Норма	Факт*
Условная прочность (на разрыв), МПа (кгс/см ²), не менее	9,8 (100)	10,6 (108)
Относительное удлинение при разрыве, %, не менее	160	172
Водопоглощение за 24 ч, мас. %, не более	0,8	0,54
Изменение линейных размеров при нагревании, %, не более	0,4	0,2 – вдоль 0,09 – поперек
Гибкость на брусе с радиусом закругления 5 мм при температуре, °С, не выше минус 40	Не должно быть трещин	
Химстойкость (изменение условной прочности и относительного удлинения при разрыве после воздействия кислот, щелочей и бензина), %	±10	Соответствует
Водонепроницаемость при давлении не менее 0,15 МПа (1,5 кг/см ²) в течение не менее 1ч	На поверхности образца не должно быть признаков проникания воды	
Стойкость к тепловому старению при температуре 80±2°С в течение 168 ч, %	±20	Соответствует

* Значения по результатам сертификационных испытаний.

фирма не имела прецедентов их разрушения. Аналогичные результаты были получены фирмами «Карлайл Синтек Системз», «Дутрал». В подтверждение сказанного сотрудниками ООО НПО «Гидрол-Руфинг» были проведены обследования кровли здания бывшего кожзавода «Русская кожа» в городе Рязани, выполненного итальянской фирмой «Поци Мортенеги» из материала фирмы «Дутрал». После 22 лет эксплуатации материал сохранил исходный

внешний вид и высокую эластичность.


ООО НПО «Гидрол-Руфинг» располагает результатами наблюдений за кровлями, выполненными с 1993–1995 гг. из материала Элон. Материал сохраняет высокую эластичность, прочность, водонепроницаемость.

Приняв во внимание результаты лабораторных оценок долговечности зарубежных материалов фирм «Карлайл Синтек Системз», «Мицубоши», «Дутрал», можно спрогнозировать,

что отечественные материалы Элон, Элон-Супер, Элон-Супер Н имеют долговечность в условиях кровли не менее 50 лет. По заключению кафедры биологического факультета МГУ Элон является биостойким. В этой связи следует предполагать, что в условиях гидроизоляции, где отсутствуют УФ-облучение и резкие перепады температуры, долговечность материалов серии Элон будет значительно выше. Основные качественные показатели

Тел./факс:
(495) 730-46-54
(495) 739-35-86
info@gidrol.ru
www.gidrol.ru

Научно-производственное общество
ГИДРОЛ-РУФИНГ
ПОЛИМЕРНЫЕ КРОВЛИ
ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ



ИНЖИНИРИНГ | ОБСЛЕДОВАНИЕ | УСТРОЙСТВО | РЕМОНТ | ГАРАНТИЯ

**ПРОДАЖА
МАТЕРИАЛОВ**

КРОВЛЕЛОН

ЭЛОН-СУПЕР

ЭЛОН-СУПЕР Н

УНИМАСТ

ДЛЛ-ЭЛОН






Таблица 4

Показатель	Значение
Условная прочность при разрыве, МПа (кгс/см ²), не менее	1 (10)
Относительное удлинение при разрыве, %, не менее	800
Прочность сцепления с бетоном, МПа (кгс/см ²), не менее	
Через 3 ч при 80°C	0,25 (2,5)
Через 14 сут при 20°C	0,5 (5)
Прочность сцепления промежуточных слоев, МПа (кгс/см ²), не менее	
Через 3 ч при 80°C	0,2 (2)
Через 14 сут при 20°C	0,35 (3,5)
Прочность на сдвиг клеевого соединения, МПа (кгс/см ²), не менее	
Через 3 ч при 80°C	1,5 (15)
Через 14 сут при 20°C	1,5 (15)
Водопоглощение за 24 ч, %, не более	0,5
Условная вязкость, с, не более	200
Содержание сухого вещества по массе, не менее	38
Гибкость на стержне d=5мм при температуре, °C, не выше	Не должно быть трещин
	-55
Водонепроницаемость при давлении не менее 0,001 МПа в теч 72 ч	Отсутствие признаков проникания воды
Теплостойкость в течение не менее 2 ч при температуре °C, не ниже	Не должно быть вздутий и подтеков
	120

соответственно материалов Элон-Супер (обладающего улучшенными свойствами по сравнению с Элоном) и Элон-Супер Н (имеющего битумно-полимерный наплавляемый слой) представлены в табл. 1 и 2.

Элон-Супер обладает био- и химстойкостью. Температурный интервал эксплуатации -60 – +130°C.

Для приклеивания полотен материала Элона-Супер к основанию применяют мастику Унимаст. Полотнища из Элона-Супер также прикрепляют к основанию механическим способом, с помощью крепежных изделий, закладываемых в нахлесты полотнищ. Сами нахлесты склеивают мастикой Унимаст.

В качестве полимерной добавки в битумно-полимерный наплавляемый слой материала Элон-Супер Н применяют спецполимер, позволяющий по-

лучить вяжущее, сохраняющее гибкость при температуре минус 25°C и ниже, что позволяет вести гидроизоляционные работы в зимнее время. Сборку мембраны «Элон-Супер Н», то есть приклеивание к основанию и соединение нахлестом полотен между собой, ведут тепловыми методами по аналогии с технологией устройства битумно-полимерных мембран.

Положительный эффект от применения материала Элон-Супер Н складывается из эксплуатационной долговечности эластомерного материала с удобством, быстротой и технологической эффективностью теплового способа устройства наплавляемых битумно-полимерных мембран. При этом наплавляемый слой служит дополнительным гидроизоляционно-демпфирующим элементом мембраны.

Другим материалом разработки ООО НПО «Гидрол-Руфинг» является Кровлелон, изготавливаемый на основе ПВХ. Качественные показатели этого материала представлены в табл. 3.

Кровлелон обладает био-, масло-, бензо-, химстойкостью, относится по пожарной безопасности к группе слабогорючих материалов (Г1) не распространяющих пламя (РП1). Температурный интервал эксплуатации -40 – +120°C.

ООО НПО «Гидрол-Руфинг» совместно с ГУП «НИИМострой» проведены сравнительные испытания стойкости Кровлелона и Алькорплана как аналога, положительно зарекомендовавшего себя в различных странах. Прогноз долговечности, выполненный по отечественной методике, показал, что сравниваемые материалы имеют одинаковую долговечность порядка 30 лет.

Важным свойством Кровлелона для гидроизоляции является термопластичность, позволяющая сваривать в нахлестах развернутые из рулонов полотнища ручными или автоматическими тепловоздушными фенами. В результате получается сплошная гидроизоляционная мембрана.

Мембраны из Кровлелона прикрепляют к основаниям двумя методами – клеевым или механическим с помощью крепежных элементов. Во время приклеивания к основаниям и при склеивании внахлест используют полиуретановый (ПУ) клей. Границы мембран дополнительно обрабатывают герметиком, например Раберфлексом.

В ООО НПО «Гидрол-Руфинг» клеевой метод крепления полотен Кровлелона к основанию был усовершенствован. Сущность метода в приплавлении Кровлелона на предварительно наплавляемый к бетонному основанию слой битумно-полимерного материала без посыпки, например Техноэласта, с оставле-



Рис. 4. Ведение гидроизоляционных работ в узких пазах между шпунтовым ограждением котлована и вертикальными железобетонными стенами заглубленной части многофункционального комплекса, расположенного на Ленинградском шоссе в Москве



Рис. 5. Гидроизоляция основания стальной стойки мастикой Унимаст



Рис. 6. Гидроизоляция вентиляционных выходов мастикой Унимаст

нием мест нахлестов свободными для последующей тепловоздушной сварки. Данная технология обеспечивает надежное крепление мембраны к основанию и более высокую производительность труда по сравнению с традиционными способами ведения кровельных работ с использованием PU-клея или механического крепежа. Под приплавлением имеется в виду способ приклейки, при котором перед раскатываемым рулоном Кровлелона пламенем газовой горелки нагревают до расплавления битумно-полимерный материал, лежащий на основании, после чего Кровлелон раскатывают по расплавленной поверхности с последующим разглаживанием неровностей, складок и т. п. Битумно-полимерный материал разогревают в месте касания рулона основания, при этом нагревается основание и наклеиваемый материал.

В процессе разработки названной технологии по заданию ООО НПО «Гидрол-Руфинг» в ОАО «ЦНИИПромзданий» были проведены лабораторные испытания эксплуатационной надежности сварного соединения между Кровлелоном и Техноэластом. Была установлена высокая надежность сварного соединения и дан прогноз устойчивости сцепления Кровлелона с Техноэластом в течение не менее 25 лет.

Примером удачного применения описанной технологии является ремонт гидроизоляции стилобатов гостиничного комплекса «Берлин», расположенного на Малой Юшуньской улице в Москве. В процессе эксплуатации запроектированная битуминозная гидроизоляция стилобатов, служащих подъездными путями к главному входу в гостиницу, не выполняла своих функций, несмотря на ряд чередующихся с короткими временными промежутками ремонтов с использованием традиционных битумных материалов. Возникшая внутри протекающих помещений стилобата сырость грозила полной невозможностью использования их под сдачу в аренду, и от администрации требовалось незамедлительно изыскать новое радикальное решение приведения гидроизоляции в порядок.

В ООО НПО «Гидрол-Руфинг» поступило предложение обследовать стилобаты и дать варианты ремонта с использованием полимерных материалов. Обследованием, проведенным ведущим научным сотрудником НПО «Гидрол-Руфинг» канд. техн. наук Н.Н. Щербаком, было обнаружено сверхнормативное влагосодержание

материалов, составляющих эксплуатируемое покрытие стилобата. Им была рассчитана система осушения покрытия с устройством в ее толще вентилируемых наружным воздухом каналов с установкой аэраторов. Гидроизоляционную мембрану было предложено заполнить из Кровлелона по Техноэласту (рис. 1).

Другим примером применения этой технологии в новом строительстве может служить устройство гидроизоляции фундамента многофункционального комплекса (спортивно-гостиничного, гостинично-офисного и гостинично-торгового), расположенного на Ленинградском шоссе в Москве (рис. 2).

Особенность объекта в его расположении в непосредственной близости к Химкинскому водохранилищу. По проекту заглубление фундаментной плиты должно было быть на 10 м ниже уровня земли и на 2,5 м ниже дна водохранилища, т. е. нижняя часть бетонной подготовки должна находиться в условиях постоянного контакта с напорными водами. Кроме того, основная часть объема гидроизоляционных работ приходилась на осенне-зимний период.

Главный конструктив гидроизоляции – переход горизонтальной части мембраны в вертикальную показан на рис. 3.

В связи со сложностью погодных условий в осенне-зимний период и невозможностью осушения поверхности бетонной подготовки, а также из-за воздействия на основание фундаментной плиты напорных вод было принято решение слой Техноэласта на бетонную подготовку не наплавлять. Вместо этого полотна Техноэласта класть свободно с тепловым соединением внахлест. Причем поперечную нахлестку увеличить с 16 до 20 см, а продольные с 10 до 15 см.

Для обеспечения высокой надежности создаваемой гидроизоляции на объекте был организован трехуровневый контроль качества.

В зимний период гидроизоляционные работы пошли в узких пазухах между шпунтовым ограждением котлована и вертикальными железобетонными стенами заглубленной части сооружения (рис. 4). В морозы работы вели в тепляках, оборудованных тепловыми пушками при температуре не ниже 0°C. При этом в отдельные дни температура вне тепляка опускалась до -15°C, а на поверхности земли до -25°C.

В ООО НПО «Гидрол-Руфинг» была разработана мастика Унимаст-

универсальная, предназначенная для приклеивания Элона и Элон-Супер Н к сухому основанию и в местах нахлестов. Мастика является самостоятельным материалом окрасочной гидроизоляции и используется при создании бесшовных покрытий на поверхности различных материалов. Качественные показатели мастики представлены в табл. 4. Мастика Унимаст представляет собой жидкий, готовый к применению однокомпонентный состав на основе спецполимера с наполнителем, растворителем и необходимыми добавками. Состав имеет второе название – «жидкая резина». Защитные пленки, получаемые из мастики, обладают биостойкостью, а также высокой адгезией к металлам, шиферу, бетону, дереву и др. Температурный интервал эксплуатации -50 – +120°C. Мастику наносят кистью или валиком.

Мастику используют как в новом строительстве, так и при ремонте для создания окрасочной гидроизоляции различных частей зданий и сооружений, наиболее подверженных атмосферному разрушению, таких как цоколи, парапеты, балконы и пр. В подземной гидроизоляции с помощью мастики удобно гидроизолировать входы и выходы коммуникаций в подвальные помещения, а также в любые труднодоступные места, где требуется гидроизоляция (рис. 5, 6).

Опыт применения полимерных гидроизоляционных материалов показывает, что с их помощью успешно решаются различные проблемы и задачи, возникающие в процессе активного освоения подземного пространства. Современные полимерные материалы и технологии их применения позволяют обеспечить подземные части зданий и сооружений эластичными и прочными водонепроницаемыми оболочками, обладающими надежностью и долговечностью.

Список литературы

1. Бондаренко И.Н. Разрушающее действие среды на конструкции зданий и инженерных систем. М.: МГСУ. 2002. 98 с.
2. Попченко С.Н. Гидроизоляция сооружений и зданий. Л.: Стройиздат. 1981. 302 с.
3. Ниренштейн З.Ш., Провинтеев И.В., Сурмели Д.Д. Производство битумных кровельных материалов. М.: Высш. шк., 1970. 248 с.

В ногу со временем

Современная строительная индустрия – это не только новые технологии и материалы, поражающие смелостью архитектурной мысли проекты, рыночные механизмы регулирования отношений с партнерами и заказчиками. Это высококвалифицированные специалисты и менеджеры, имеющие опыт работы в разных экономических условиях, тонко чувствующие баланс потребностей своих потенциальных клиентов, умеющие прогнозировать развитие ситуации и бескомпромиссно преданные своему делу.

К этой когорте, вне всякого сомнения, принадлежит и технический директор ООО «Жилстрой-НН», почетный строитель России Александр Евгеньевич Собакинский.

Его стаж в отрасли 33 года, не считая учебы в Горьковском инженерно-строительном институте с традиционными для 1970-х гг. студенческими строительными отрядами. Ему прочили карьеру ученого-теоретика, к началу которой можно отнести пять лет преподавательской работы в институте на кафедре железобетонных и каменных конструкций, подготовку кандидатской диссертации. Но тяга к практическому применению своих знаний, желание строить и видеть конкретные, осязаемые результаты своей работы оказались сильнее. И позже Собакинский никогда не жалел, что его трудовая биография сложилась именно так.

В послужном списке Александра Евгеньевича не так уж много пунктов: главный технолог завода крупнопанельного домостроения Горьковского домостроительного комбината, главный инженер треста «ГАЗстройиндустрия», заместитель начальника управления капитального строительства Горьковского автомобильного завода. В марте 2001 г. он назначен на должность технического директора ООО «Жилстрой-НН». В том, что компания практически с первых шагов неизменно лидирует в рейтингах региональных застройщиков, безусловно, есть и его заслуга.

В свое время под руководством А.Е. Собакинского был построен один из крупнейших заводов крупнопанельного домостроения – ЗКПД-70, оснащенный новейшим немецким оборудованием. Это – детище Александра Евгеньевича и своего рода базис компании, позволяющий быстро переходить с одной серии жилых домов на другую в соответствии с потребностями рынка.

К примеру, семь лет назад опять же при непосредственном участии А.Е. Собакинского в Москве был приобретен очень удачный проект 17-этажного жилого дома. Александр



Технический директор ООО «Жилстрой-НН»
Александр Евгеньевич Собакинский

Евгеньевич, будучи человеком творческим и заинтересованным, сам занимался адаптацией столичного проекта к условиям Нижнего Новгорода, придумывал оформление фасадов, расстановку домов на территории жилых комплексов с учетом местного ландшафта, близости парковой зоны и естественных водоемов, элементы благоустройства, вплоть до породы деревьев и кустарников. Так появились микрорайоны «Молодежный», «Юго-Западный», «МедВежья Долина», «Водный мир».

Спрос на рынке первичного жилья в период кризиса упал, но потребность в улучшении жилищных условий у нижегородцев осталась. Под руководством А.Е. Собакинского ЗКПД переходит на выпуск изделий для строительства жилья серии «Антикризисный дом». В настоящее время возведение домов эконом-класса идет полным ходом.

Авторитет Александра Евгеньевича в компании непререкаем, как, впрочем, и среди коллег за ее пределами. И для этого есть все основания. Он награжден почетными грамотами и благодарственными письмами администрации города, правительства области, почетным знаком «Строительная слава», ему присвоено звание «Почетный строитель России».

Но дело даже не в наградах. Любой, кто знает А.Е. Собакинского, подтвердит, насколько это знающий, интеллигентный, неравнодушный к окружающим человек, как важны для него отзывы людей, для которых строит дома его компания, и как много он делает для того, чтобы им было комфортно в новых квартирах.

4 июня Александру Евгеньевичу Собакинскому исполняется 55 лет. Коллектив ООО «Жилстрой-НН» поздравляет своего технического директора с юбилеем и желает ему новых успехов на профессиональном поприще, здоровья, удовлетворения от работы. Пусть все складывается благополучно в его семье, а жизнь продолжает одаривать новыми положительными впечатлениями!



Жилой комплекс «Водный мир» (Автозаводский р-н, Нижний Новгород)



Жилой комплекс «МедВежья Долина» (Нижегородский р-н, Нижний Новгород)



Жилой комплекс «Молодежный» (Автозаводский р-н, Нижний Новгород)

Стандарт пожарной безопасности КНАУФ

Группа КНАУФ СНГ – крупнейший производитель высококачественных строительных отделочных материалов, недавно представила на своем предприятии в Красногорске новый продукт – негорючую плиту КНАУФ-Файерборд. Новый материал призван обеспечить потребность строительного рынка России в строительных отделочных материалах высокой пожароустойчивости.

Презентация одного из самых ожидаемых собственных продуктов фирмы КНАУФ – негорючей плиты КНАУФ-Файерборд (Fireboard) прошла в формате шоу «Испытание огнем». На специально подготовленной площадке на территории предприятия «КНАУФ ГИПС» в подмосковном Красногорске артисты театра «Огненные люди» разыграли шоу, во время которого наглядно продемонстрировали возможности и преимущества негорючей плиты КНАУФ-Файерборд. Под открытым небом в центре внимания зрителей оказались модель комнаты и «карточный домик», сложенный из плит КНАУФ-Файерборд. Все конструкции щедро облили специальной смесью на основе ацетона и подожгли. «Комната» горела ярким пламенем, но совсем недолго. Сами плиты не горели и не деформировались, лишь покрывались копотью от горючей смеси, которая легко счищалась. Испытание огнем показало высокую способность плит противостоять открытому пламени и высокой температуре, не меняя своих технологических свойств.

Руководитель отдела прикладной техники группы КНАУФ СНГ Тимофей Скворцов объяснил, что такая особенность плит обеспечивается их конструкцией. Плита КНАУФ-Файерборд состоит из гипсового сердечника с добавлением вермикулита (минерал, ис-

пользуемый в составе огнезащитных покрытий) и стеклоровинга (используется в качестве армирующего материала), все плоскости которого, кроме торцевых кромок, облицованы негорючим стеклохолстом, прочно приклеенным к сердечнику. После выпаривания кристаллизационной влаги из гипсового сердечника изделие не трескается и не разрушается длительное время.

КНАУФ-Файерборд относится к классу негорючих строительных отделочных материалов (НГ) и сохраняет преимущества листового материала. Соответствие классу НГ подтверждается заключением испытательной лаборатории пожаро- и взрывоопасности; получен сертификат соответствия требованиям технического регламента с присвоением класса пожарной опасности КМ0.

Конструкции на основе КНАУФ-Файерборд прошли огневые испытания во Всероссийском научно-исследовательском институте противопожарной обороны (ВНИИПО МЧС РФ).

Огневые испытания во ВНИИПО МЧС РФ проходили конструкции из КНАУФ-Файерборд с минераловатным заполнением. Следует отметить, что для тестирования использовалась минеральная вата минимальной плотности, чтобы основную огневую





нагрузку принял на себя именно КНАУФ-Файерборд. Конструкции, с одной стороны, должны были удовлетворять требованиям по негорючести (класс КМ0), с другой стороны, быть максимально приемлемыми по цене. Так, двухслойная обшивка могла состоять из одного слоя плиты КНАУФ-Файерборд как более дорогого материала, второй же слой монтировался из обычного КНАУФ-листа.

Для достижения более высоких пределов огнестойкости конструкций с использованием КНАУФ-Файерборд возможны как варианты с этими плитами различной толщины, так и с применением более плотных минераловатных плит.

В дальнейшем группа КНАУФ планирует провести сертификационные испытания огнезащитной облицовки стальных колонн плитой КНАУФ-Файерборд толщиной 20 мм (доступна по специальному заказу).

Запуск нового продукта компании КНАУФ приобретает особое значение в свете вступления в силу 1 мая 2009 г. нового «Технического регламента о требованиях пожарной безопасности» (№ 123-ФЗ). В этом документе предусмотрены новые, еще более жесткие требования к пожарной безопасности материалов, используемых в отделке различных помещений.

Несмотря на то, что требования к строительным конструкциям практически не изменились, появилась новая классификация строительных материалов и новые требования к материалам для отделки путей эва-

куации и зальных помещений. Так, в вестибюлях, на лестничных клетках, лифтовых холлах в зданиях более 17 этажей или 50 м в высоту или в зданиях детских дошкольных образовательных учреждений, театрах, клубах, музеях, вокзалах и др. вне зависимости от этажности необходимо использовать материалы класса пожарной опасности КМ0, то есть негорючие. Такие же требования предъявляются к отделке зальных помещений вместимостью более 800 человек или 300 человек для некоторых функциональных категорий зданий.

Выпуск нового листового материала КНАУФ-Файерборд обеспечивает потребность строительного рынка России в строительных отделочных материалах высокой пожароустойчивости. Плиты могут применяться в качестве огнезащитного облицовочного материала в каркасно-обшивных конструкциях перегородок, облицовок стен и подвесных потолков в зданиях различного функционального назначения, этажности и вместимости, в других строительных конструкциях, где согласно требованиям пожарной безопасности предусмотрено применение негорючих строительных материалов.

Немаловажное преимущество материала КНАУФ-Файерборд – его невысокая стоимость. Плиты производятся в России на предприятии КНАУФ в г. Новомосковске (Тульская область), поэтому цена на новинку значительно ниже импортных аналогов. Экологическая чистота плит подтверждается санитарно-эпидемиологическим заключением.

Новый строительный отделочный материал КНАУФ-Файерборд дополняет линейку продуктов группы КНАУФ СНГ для противопожарной защиты, куда уже входят КНАУФ-листы, КНАУФ-суперлисты и плита АКВАПАНЕЛЬ®, хорошо знакомые российской строительной отрасли.

Ольга Вязовиченко



ООО «КНАУФ Маркетинг Красногорск»
143400, Московская область,
г. Красногорск, ул. Центральная, д. 139
Тел.: +7 (495) 937-95-95
www.knauf.ru

УДК 624.153.7

А.Г. МАЛИНИН, канд. техн. наук, технический директор,
Д.А. МАЛИНИН, инженер, ГК «ИнжПроектСтрой» (Пермь)

Анкерные сваи «Атлант»

Приведена отечественная технология устройства анкерных свай «Атлант» и результаты экспериментального исследования данного типа свай. Показано, что применение свай «Атлант» с использованием штанг, оснащенных гомогенизаторами, повышает диаметр цементного тела и несущую способность конструкции.

Ключевые слова: анкерная свая, несущая способность, временное сопротивление, предел текучести

Российские строительные предприятия в рамках современного экономического кризиса вынуждены искать способы удешевления строительно-монтажных работ. При этом часто бы-

вает, что выполнение работ с применением отечественных материалов и технологий не является технически возможным, а применение современных зарубежных технологий и материалов – экономически невыгодным.

Группой компаний «ИнжПроектСтрой» разработана и успешно применяется новая технология устройства анкерных свай «Атлант», которая в настоящее время является отечественной альтернативой известной технологии «Titan».

В отличие от своего зарубежного аналога технология имеет более низкую стоимость благодаря применению стандартных высокопрочных труб, массово выпускаемых российскими металлургическими заводами.

Область применения технологии достаточно широка. Как своеобразный тип буройнъекционных свай они могут применяться для строительства свайных фундаментов, а также для усиления фундаментов реконструируемых зданий и сооружений, а как анкеры – для крепления бортов котлованов, откосов, подпорных стен и т. д.

«Атлант®» – это запатентованная авторами технология устройства анкерных свай [1–3], основанная на использовании в качестве специальных теряемых буровых штанг полых высокопрочных труб, которые по окончании бурения оставляют в скважине в качестве армирующего элемента сваи

или тяги анкера. Трубы соединяются между собой муфтами с конусной резьбой, обеспечивающей высокую прочность соединения.

В сущности, технология «Атлант» является отечественным аналогом технологии «Titan». В обоих случаях основой технологии является бурение скважин с помощью штанг, которые после окончания бурения не извлекают, а оставляют в скважине. После твердения цементного раствора в грунте формируется цементная свая, армированная центральной расположенной штангой (рис. 1).

Технология устройства анкерных свай «Атлант» включает следующие технологические операции.

1. Бурение скважины до проектной отметки с использованием цементного раствора с В/Ц=1. Цементный раствор выполняет две функции. Во-первых, данный раствор является буровым раствором, транспортирующим частицы разрушенного грунта на поверхность. Во-вторых, цементный раствор является первичным инъецирующим раствором, который заполняет пустоты, трещины и пропитывает окружающий грунт. Именно поэтому особенно важно, чтобы в процессе бурения раствор постоянно изливался из устья скважины, так как наличие выхода раствора на поверхность гарантирует качество инъекации окружающего грунта.

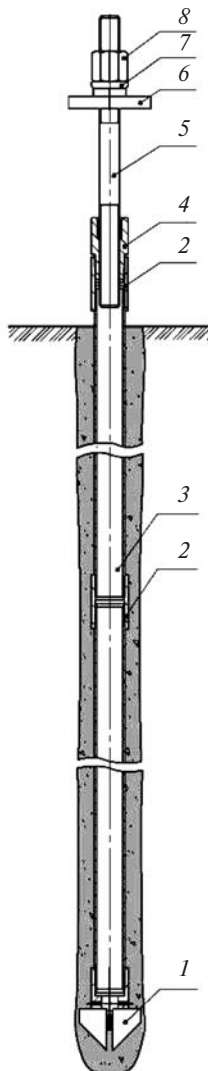


Рис. 1. Конструкция анкерной сваи «Атлант»: 1 – долото буровое; 2 – муфта; 3 – труба; 4 – переход; 5 – шпилька; 6 – пластина; 7 – шайба; 8 – гайка



Рис. 2. Анкерные штанги «Атлант»



Рис. 3. Установка рабочих анкеров

Таблица 1

Расчетные характеристики материала штанг «Атлант»					
Диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Предел текучести, МПа	Нагрузка на пределе текучести, кН	Временное сопротивление, МПа	Предельная нагрузка на разрыв, кН
60	5	491	410	687	573
73	5,5	491	554	687	776
89	6,5	491	804	687	1125
114	7	491	1125	687	1575

2. Опрессовка скважины более густым цементным раствором $V/C=0,4-0,6$, в процессе которой формируется оболочка из чистого цементного камня высокой прочности. В том случае, если технология применяется для устройства анкеров, дополнительно используется система крепления анкера к обвязочному поясу.

По сравнению с другими технологиями устройства микросвай или анкеров разработанная технология имеет ряд преимуществ:

- упрощение процесса за счет одновременного бурения скважины, устройства и армирования тела анкерной сваи;
- повышение производительности труда приблизительно в 5–10 раз по сравнению с устройством традиционных буроинъекционных свай или грунтовых анкерных конструкций;
- возможность устройства анкеров и свай в неустойчивых грунтах без применения обсадных труб;
- возможность применения малогабаритных буровых станков для работ по усилению фундаментов из подвалов существующих зданий, в стесненных пространствах подземных сооружений;
- отсутствие негативного воздействия на существующие фундаменты здания;
- возможность производства работ в заводских цехах без остановки производственного процесса;
- снижение затрат ручного труда.

Конструкция штанг «Атлант». В технологии «Titan» в качестве штанг используются полые трубчатые элементы с накатанной волновой поверхностью, обеспечивающей качественный контакт между трубчатым элементом и цементным камнем. Между тем высокая стоимость накатки, определяющая стоимость всей технологии, ограничивает распространение технологии в нашей стране, особенно в условиях экономического кризиса.

В технологии «Атлант» предлагается использовать в качестве штанги трубу с гладкой поверхностью. Подобное решение позволяет значительно

уменьшить стоимость технологии за счет применения стандартных труб, выпускаемых отечественной промышленностью.

Из всего многообразия сортамента труб в табл. 1 приведены характеристики только одной категории труб, изготовленных из легированной конструкционной стали и широко применяемых предприятием «ИнжПроектСтрой».

Практика показывает, что использование гладких труб не снижает существенно несущую способность свай (анкеров). Это объясняется достаточным по величине сцеплением между поверхностью трубы и цементным камнем. Следует иметь в виду, что прочность контакта обеспечивается не только шероховатостью поверхности, но и действием обжимающих усачных напряжений в цементном камне, возникающих в процессе твердения раствора, а также действием гидростатического давления грунта на цементную оболочку. Совокупность всех факторов приводит к тому, что в большинстве случаев свая (анкер) срывается по грунту, а не по контакту труба – цементная оболочка.

Важной конструктивной особенностью штанг «Атлант» являются специальные анкерные элементы (гомогенизаторы). Они выполняют несколько функций:

- улучшение проработки скважины при бурении и увеличение ее диаметра;
- гомогенизация цементной смеси при опрессовке;
- повышение несущей способности анкерной сваи.

В случае устройства анкера гомогенизаторы целесообразно монтировать только на штангах, которые будут расположены в корневой части анкера, а в случае свай это достаточно сделать только на тех частях трубы, которые в последующем будут расположены в наиболее прочном слое грунта.

Испытание анкерных свай с использованием гладкой трубы. В Екатеринбургском ГК «ИнжПроектСтрой» выполне-

Таблица 2

Тип нагружения свай	Количество испытаний	Средняя несущая способность, кН
Вдавливание	3	565
Выдергивание	4	582

ны работы по усилению фундамента жилого дома сваями «Атлант» с использованием трубы диаметром $73 \times 5,5$ мм с гладкой поверхностью. Трубы длиной 1 м соединяли муфтами диаметром 89 мм. Перед началом работ проводились испытания, которые включали испытания свай вдавливающей и выдергивающей нагрузкой.

Сваи длиной 30 м были устроены в глине от мягкопластичной до полутвердой консистенции с прослоями разрушенных скальных пород. Работы по устройству свай производили из подвала здания. Результаты испытаний приведены в табл. 2.

Несущая способность на вдавливание получилась несколько ниже, чем на выдергивание. Это объясняется тем, что в одном случае испытательный стенд потерял устойчивость при вдавливающей нагрузке, близкой к предельной нагрузке по материалу штанг «Атлант», составившей 573 кН.

Таким образом, несущая способность свай при вдавливании и выдергивании является практически одинаковой (в рамках погрешности испытаний). Это объясняется малым диаметром свай и их большой длиной. Основной вклад дает сцепление сваи с грунтом, а сопротивление грунта под подошвой сваи является малой величиной, не влияющей на конечный результат. Именно по этим причинам данный тип свай получил наименование «анкерная свая», т. е. эти сваи можно рассматривать как традиционные буроинъекционные, а также как анкеры.

Испытания подтвердили возможность применения гладкой трубы для достижения высокой несущей способности при вдавливающей и выдергивающей нагрузке, сопоставимой с предельной прочностью трубы на пределе текучести.

Сравнение анкеров «Атлант» и анкеров «Titan». При реконструкции межшлюзовых причальных сооружений Волго-Балтийского канала выполнялись опытные работы по проверке несущей способности грунтовых анкеров для крепления шпунтовой стенки.

В рамках испытаний были устроены 3 анкера «Атлант» длиной 12 м и 10 анкеров «Titan» различной длины. Всего было выполнено три опытных

Таблица 3

Номер анкера	Тип анкера	Длина анкера, м	Тип грунта	Предельная нагрузка, кН	Характер разрушения
3	Titan 40/16	12	Супесь	534	Разрушение по материалу
A1	Атлант 89×6,5	12	Супесь	550	Разрушение опорной плиты
5	Titan 40/16	12	Глина	404	Срыв анкера по грунту
6	Titan 40/16	12	Глина	269	Срыв анкера по грунту
9	Titan 40/16	12	Глина	387	Срыв анкера по грунту
A2	Атлант 89×6,5	12	Глина	505	Предельное усилие домкрата
A3	Атлант 89×6,5	12	Глина	455	Разрушение опорной плиты

Таблица 4

Тип сваи	Диаметр буровой головки, мм	Фактический диаметр сваи, мм	Коэффициент увеличения диаметра	Средний коэффициент увеличения диаметра
А	127	128	1,01	1,05
	150	162	1,08	
	180	192	1,07	
Б	127	178	1,4	1,21
	150	172	1,15	
	180	196	1,09	

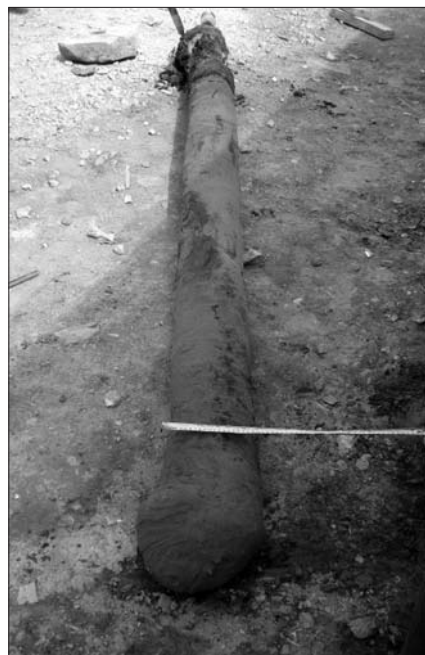


Рис. 4. Откопанная опытная анкерная свая «Атлант»

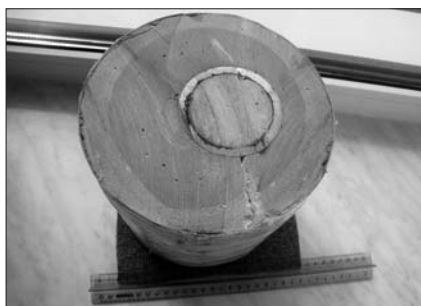


Рис. 5. Сечение сваи «Атлант»

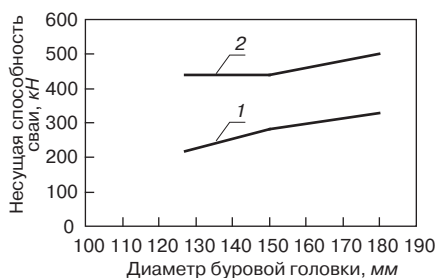


Рис. 6. Изменение несущей способности сваи от диаметра буровой головки: 1 – тип А; 2 – тип Б

участка в различных геологических условиях (в супесях и мягкопластичных глинах), присутствующих в рамках строительной площадки. Диаметр бурового долота у всех анкеров составлял 150 мм, а анкеры «Атлант» были оснащены гомогенизаторами.

Из результатов испытаний анкеров выдергивающей нагрузкой видно, что несущая способность анкеров «Атлант» в глинистых грунтах выше несущей способности «Titan» (табл. 3). Это связано с наличием в конструкции гомогенизаторов, которые в процессе бурения улучшают качество проработки скважины и соответственно, увеличивают диаметр тела анкера.

По результатам испытаний анкеры «Титан» в зоне глинистых грунтов пришлось удлинить с 12 м до 15 м для обеспечения проектной несущей способности, чего не потребовалось бы в случае применения анкеров «Атлант».

Сопоставление свай с использованием гладкой трубы и трубы с допол-

нительными анкерными элементами. В Перми при строительстве административно-торгового здания были выполнены работы по ограждению котлована с применением анкеров «Атлант» (рис. 2, 3). Грунтовой массив в пределах площадки сложен из песка с верхним метровым слоем насыпного грунта. Для определения влияния дополнительных анкерных элементов были выполнены опытные работы по выдергиванию свай «Атлант» длиной 3 м с различными конструктивными особенностями.

Опытные анкеры различались диаметром буровой головки (114 мм, 150 мм, 180 мм) и типом армирования:

- тип «А»: труба $\varnothing 73 \times 5,5$ мм с гладкой поверхностью;
- тип «Б»: труба $\varnothing 73 \times 5,5$ мм с отрезками арматурных стержней, приваренных попарно на равном расстоянии по всей длине трубы.

Сваи испытывали выдергивающей нагрузкой. Впоследствии все сваи бы-

ли откопаны (рис. 4) для измерения фактического диаметра. Результаты измерений приведены в табл. 4.

Анализ результатов измерений показывает, что при использовании труб с анкерными элементами диаметр свай увеличивается на 21% в отличие от гладких труб, у которых увеличение диаметра составляет всего 5%.

Анкерные элементы по сути являются «лопастями» своеобразного линейного миксера. В той области, где они работают, формируется тело сваи из чистого цементного камня высокой однородности и прочности. За пределами этой области цементная оболочка может содержать непромешанный грунт (рис. 5).

На рис. 6 показан график несущей способности анкерных свай с использованием гладкой трубы и трубы, оснащенной анкерными элементами. Установлено, что применение анкерных элементов повышает несущую способность свай в 1,5–2 раза.

Новая технология устройства анкерных свай успешно применена на десятках объектов: при устройстве геотехнических экранов; при устройстве свайных фундаментов для технологического оборудования на ряде промышленных предприятий; при анкерном креплении бортов котлованов; при усилении фундаментов аварийных зданий и т. д.

Список литературы

1. Патент на полезную модель №74645. Свая / А.Г. Малинин, П.А.Малинин, Д.А. Малинин // Опул. 10.07.2008. Бюл. № 18.
2. Патент на полезную модель №83517. Грунтовой анкер / А.Г. Малинин // Опул. 10.06.2009. Бюл. № 19.
3. Патент на полезную модель №89538. Грунтовой анкер / А.Г. Малинин, Д.А. Малинин // Опул. 10.12.2009. Бюл. № 34.

УДК 614.8.086.5

Л.А. ГУЛАБЯНЦ, д-р техн. наук, НИИСФ РААСН (Москва)

Казусы нормативно-методического обеспечения радиационной безопасности зданий

Показаны основные недостатки и пути урегулирования существующего порядка разработки и содержания нормативно-методических документов, направленных на обеспечение радиационной безопасности зданий.

Ключевые слова: радиационная безопасность, здания, радон, нормативные документы.

В Федеральном законе «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [1] требованиям по обеспечению безопасного уровня ионизирующего излучения в помещениях жилых зданий отведено значительное, хотя и не всегда правильно выраженное внимание. В п. 2. ст. 20 указано, что при проектировании зданий с помещениями для длительного пребывания людей должны предусматриваться меры по предотвращению проникновения радона в помещения, если в процессе инженерных изысканий **обнаружено наличие радона на территории**, на которой будет осуществляться строительство. Известно, что его выделение из грунтов в той или иной мере происходит повсеместно, за исключением зон распространения вечной мерзлоты. При низком уровне выделений они не представляют опасности и противорадионовая защита зданий не требуется. Поэтому, надо полагать, что в регламенте имеются в виду территории, где выделения радона превышают некоторый критический уровень.

Вызывает недоумение сформулированное в регламенте требование (п. 1 ст. 28) о принятии мер по **дезактивации территорий**, которые в соответствии с результатами инженерных изысканий **являются радоноопасными**. Деактивация радоноопасной территории может быть осуществлена только посредством удаления с нее активно продуцирующих радон грунтов с их последующим замещением (или без замещения) на низкоактивные. Трудно представить себе случай, когда такого рода мероприятия, требующие перемещения колоссальных объемов грунтов и, следовательно, затрат, могут оказаться обоснованными.

Так или иначе, согласно упомянутому регламенту при строительстве новых зданий требуется обеспечивать их радиационную и в частности радоновую безопасность. Порядок выполнения требований регламента должен определяться в соответствующих подзаконных нормативно-методических документах обязательного и рекомендательного характера. Эффективность и цена выполнения требований регламента в решающей мере зависят от качества этих документов. В связи с этим представляется актуальным оценить состояние существующей нормативно-методической базы, на основе которой сегодня осуществляются мероприятия по обеспечению радиационной безопасности зданий.

Существующая система документов может быть подразделена на две основные группы. Первая относится к области санитарного законодательства, вторая – к области регламентации строительной деятельности. Назначение каждой из этих групп можно определить следующим образом. В документах первой группы должны быть установлены макси-

мально допустимые значения параметров, определяющих дозу облучения населения в зданиях, а также порядок контроля органами госнадзора фактических значений этих параметров в построенных зданиях. В документах второй группы должно быть определено, что и как необходимо сделать для того, чтобы выполнялись установленные в санитарных нормах требования. То есть документы второй группы должны определять нормы и правила проектирования и реализацию мероприятий, обеспечивающих выполнение требований санитарных норм.

Таким образом, в документах первой группы должна быть задана цель предпринимаемых усилий – непревышение установленного санитарного норматива и порядок контроля за соблюдением этого норматива. Документы второй группы должны устанавливать способы достижения цели – конкретные действия и мероприятия, обеспечивающие непревышение санитарного норматива.

Приведенная расстановка акцентов в определении роли и целенаправленности каждой из групп документов потребовалась в связи с тем, что в последние годы в области радиационной безопасности зданий происходит замещение строительных нормативно-методических документов сомнительными по своей обоснованности и правомерности методическими указаниями, разрабатываемыми подведомственными Роспотребнадзору организациями.

Наглядный пример сказанному демонстрируют разработанные ФРЦ при СПб НИИРГ методические указания [2] и их подготовленная к утверждению переработанная редакция [3].

Обратимся к тексту упомянутых указаний:

*«Радиационный контроль помещений зданий (на стадии приемки зданий в эксплуатацию)... должен включать поиск и выявление локальных радиационных аномалий в ограждающих конструкциях зданий... На первом этапе проводится гамма-съемка поверхности ограждающих конструкций помещений здания с целью выявления и локализации возможных радиационных аномалий и определения объема дозиметрического контроля при измерениях мощности дозы гамма-излучения». Для этого «...с поисковым радиометром (дозиметром) производят обход **всех** помещений обследуемого здания. Проходя вдоль стен со скоростью не более 2 км/ч, непрерывно наблюдают за показаниями поискового радиометра с постоянным прослушиванием скорости счета импульсов в головной телефон. При этом блок детектирования радиометра должен совершать зигзагообразные движения перпендикулярно направлению движения и находиться на расстоянии около 0,1 м от поверхности стен*

и не ближе 0,5–1 м от оператора. Таким же образом проводят контроль пола помещения».

Напомним, что максимально допустимые уровни гамма-фона (мощность эффективной дозы (МЭД) внешнего гамма-излучения) и объемной активности радона (ЭРОА) в воздухе помещений уже установлены в действующих Нормах радиационной безопасности [4, п. 5.3.2]. По сути требование методических указаний неправомерно расширяет требование Норм радиационной безопасности. Формально методические указания Роспотребнадзора не являются обязательными для всеобщего применения. Поэтому выполнение дополнительного требования о проведении тотальной гамма-съемки поверхностей всех ограждающих конструкций помещений всех зданий можно было бы считать обязанностью только служб надзора. Но фактически существует ситуация, когда инвестор строительства вынужден оплачивать эту бессмысленную работу.

Последствие от выполнения данного требования во всей стране очевидно – это значительное увеличение затрат на строительство. Их бремя в конце концов ложится на потребителя, т. е. население. Масштабы таких затрат авторов указаний по-видимому, не смущают. Однако их легко представить, подсчитав, например, объем работы, который необходимо выполнить в современном 25-этажном жилом доме на 5 подъездов. Подсчитано, что для обхода всех помещений такого дома необходимо преодолеть около 32 км. При расчете требуемого для этого времени следует учесть переходы с этажа на этаж, из одного подъезда в другой и иные требующие затрат времени, действия. Поставив себя на место потребителя, зададимся вопросом, какие обстоятельства вызывают необходимость в обязательном порядке проверять наличие радиационных аномалий в ограждающих конструкциях построенного в России здания. Ведь это не делается ни в одной из стран мира. К тому же известно, что в России уже существует многоуровневая система контроля радиационной безопасности строительных материалов и изделий. Это контроль на стадии добычи сырья для производства стройматериалов, а также входной и выходной контроль на стадии производства строительных материалов и изделий. Не лучше ли направить усилия на повышение эффективности существующей системы? Поскольку авторы методических указаний никак такую необходимость не обосновывают, приходится прибегнуть к догадкам. Если предположить возможность случайного попадания локальных высокоактивных источников радиации в состав ограждающих конструкций в процессе их производства, то уместен вопрос, когда и много ли таких случаев было зафиксировано в России. Если допустить возможность умышленного радиоактивного загрязнения ограждающих конструкций, то это уже никак не относится к компетенции специалистов по радиационной гигиене.

Таким образом, рассматриваемые требования необоснованно навязывают производителю (в нашем случае строителю) способ выполнения требований санитарных норм, в то время как выбор такого способа является прерогативой производителя.

Выраженное в вышеупомянутых методических указаниях стремление к регламентации технологии строительной деятельности не менее ярко проявляется в вопросе обеспечения радонобезопасности зданий.

В данное время нормированным параметром радоновой обстановки в зданиях, имеющих статус гигиенического норматива, является величина средней за год эквивалентной равновесной объемной активности (ЭРОА) радона и то-

рона в помещениях [4]. При существовании установленной санитарно-гигиенической нормы строитель обязан обеспечить ее выполнение, а функция Роспотребнадзора, казалось бы, должна ограничиться надзором за ее соблюдением. Однако в действительности не все так просто.

В 1997 г. в территориальные строительные нормы [5] впервые был введен критерий для оценки уровня радоноопасности площадей застройки. В качестве такого критерия была принята величина плотности потока радона из грунта (ППР). Вслед за этим величина ППР была включена в Основные санитарные правила обеспечения радиационной безопасности [6]. С этого момента по настоящее время измерения ППР на каждой площади застройки производятся в обязательном порядке. Некое значение этой величины 80 мБк/(м²·с) интерпретируется как контрольный уровень, при превышении которого органы Роспотребнадзора квалифицируют площадь застройки как «потенциально радоноопасную» и дают **санитарно-гигиеническое (!)** заключение о необходимости противорадионовой защиты здания. При значении ППР менее 80 мБк/(м²·с) согласно [6] «*необходимость радонозащитных мероприятий... определяется в каждом отдельном случае по согласованию с органом государственной санитарно-эпидемиологической службы*». Чем при этом может руководствоваться орган санэпидслужбы, проводя такое согласование, неизвестно, так как методами оценки эффективности тех или иных радонозащитных мероприятий он не располагает. Поэтому вопрос согласования решается не иначе как произвольно в зависимости от личных представлений о сути дела того или иного сотрудника санэпидслужбы.

Между тем в последние 10 лет установлено, что попытка классифицировать радоноопасность площади застройки, опираясь на результаты полевых измерений частных значений величин ППР из грунта, оказалась неудачной. Строительные нормы, в которых величина ППР использовалась в качестве критерия оценки радоноопасности, давно отменены.

Причины отмеченной неудачи определены и достаточно подробно описаны в ряде публикаций [7, 8]. Не вдаваясь в физику процесса переноса радона из грунтового основания в здание, отметим главное: использование величины ППР в качестве критерия оценки радоноопасности участка не соответствует основному смыслу и цели работы.

Смысл оценки радоноопасности площади застройки прежде всего заключается в получении фактических данных, на основании которых может быть:

а) сделано заключение о необходимости (или отсутствии необходимости) специальных, т. е. выходящих за рамки обычного проекта, мероприятий по противорадионовой защите конкретного здания в условиях конкретной площади застройки;

б) принято решение о конкретном содержании радонозащитных мероприятий в случае их необходимости, которое должно быть предусмотрено в проекте.

При существующем положении вещей ни одна из перечисленных задач не решается. Во-первых, заключение органов санэпидслужбы об «оценке площадки как потенциально радоноопасной в связи с превышением ППР контрольного уровня» часто оказывается ошибочным из-за несоответствия измеренных значений ППР их среднегодовому значению. Во-вторых, и это главное, ни результаты измерений ППР, ни тем более санитарно-гигиеническое заключение не содержат никакой информации, необходимой для проектирования с учетом условий адекватных ус-

ловиям строительства мероприятий по противорадоновой защите здания.

Отечественный и зарубежный опыт показывает, что необходимость или отсутствие необходимости в дополнительных мероприятиях защиты здания от поступлений радона обуславливается не только радиационно-геологическими характеристиками грунтового основания здания, но и в решающей мере особенностями его проекта (заглубления подземной части, конструкции фундамента и полов техподполья (подвала), системы вентиляции подземных помещений и т. п.).

Изложенное приводит к выводу: подход к разработке нормативно-методических документов, касающихся методов и средств обеспечения радонобезопасности зданий, необходимо принципиально изменить. Для этого прежде всего следует признать, что все вопросы, связанные с определением исходных данных для проектирования, их перечнем, способами определения и использования, относятся к компетенции исследовательских, изыскательских и проектных организаций строительной отрасли, но никак не органов санитарно-эпидемиологического надзора.

Многолетний опыт разработки строительных норм и правил, направленных на обеспечение требуемых параметров температурно-влажностного, воздушного, акустического и иных режимов помещений, показывает, что наиболее продуктивные результаты достигаются тогда, когда здание рассматривается как единая система. Такая система должна учитывать все основные, существенно влияющие на формирование нормированного параметра факторы. В рассматриваемом случае такими факторами являются: физические характеристики грунтов, залегающих в основании здания (мощность формирующего радоновую нагрузку слоя, концентрация в нем радия-226, эманлирующая способность грунта, плотность, радонопроницаемость и т. п.); характеристики ограждающих конструкций, препятствующих поступлению радона из грунта в здание, с учетом того, что практически все ограждающие конструкции из материалов на основе горных пород являются самостоятельными источниками радона; геометрические параметры помещений и режим их вентиляции.

Исходя именно из такого понимания сути рассматриваемой проблемы в последние годы в НИИ строительной физики был поставлен и решен ряд задач, связанных с исследованиями физических свойств грунтов, строительных материалов и конструкций, определяющих процесс формирования радонового режима здания. В результате этих работ предложен критерий оценки радонозащитной способности ограждающих конструкций и разработан метод расчета требуемого в зависимости от радиационно-геологических характеристик грунтов сопротивления радонопроницанию конструкций. В частности, предложен новый, теоретически обоснованный критерий оценки радоноопасности грунтового основания здания, выражающий потенциальную мощность источника радона в грунте или, другими словами, уровень максимальной возможной радоновой нагрузки на подземную часть здания:

$$W = C_{Ra} \rho k_{эм} \lambda, \quad (1)$$

где C_{Ra} – удельная активность радия в грунте, Бк/кг; ρ – плотность грунта, кг/м³; $k_{эм}$ – коэффициент эманирования радона в грунте; λ – постоянная распада радона, ч⁻¹.

Входящие в формулу (1) характеристики стабильны во времени и могут определяться современными средствами измерений с достаточно высокой точностью в лаборатор-

ных условиях. Физический смысл параметра W заключается в том, что он выражает реальный «радоновый потенциал» грунтового основания здания.

Модификация формулы (1), представленная в виде

$$\Delta A = C_{Ra} \rho k_{эм}, \quad (2)$$

представляет максимально возможное значение разности объемных активностей радона на границах подземной ограждающей конструкции.

Главное достоинство параметров W (или ΔA) заключается в том, что они могут быть использованы как исходные данные для проектного расчета, требуемого в зависимости от местных условий сопротивления радонопроницанию ограждающих конструкций здания [9].

Для практической реализации предложенного метода достаточно при проведении инженерных геологических изысканий вместо бессмысленных измерений ППР проводить измерения величин C_{Ra} и $k_{эм}$ в отобранных из скважин пробах грунта.

Результаты проведенных исследований представляют вполне достаточную основу для разработки соответствующих современному уровню знаний норм или свода правил по противорадоновой защите зданий. Загвоздка лишь в отсутствии понимания органами, ответственными за нормотворчество в области строительства, давно назревшей актуальности разработки такого рода документов; в отсутствии понимания того очевидного факта, что требования технического регламента не могут быть выполнены, если не уделять должного внимания созданию документов по технологии выполнения требований этого регламента.

Список литературы

1. Федеральный закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений». № 384 ФЗ от 30.12.2009.
2. МУ 2.6.1.715–98. Проведение радиационно-гигиенического обследования жилых и общественных зданий. Методические указания. ФРЦ при СПб НИИРГ.1998.
3. МУ 2.6.1.715-10. Радиационный контроль и санитарно-эпидемиологическая оценка жилых, общественных и производственных зданий и сооружений после окончания их строительства, капитального ремонта, реконструкции по показателям радиационной безопасности (проект). ФРЦ при СПб НИИРГ.
4. СанПиН 2.6.1.2523–09. Нормы радиационной безопасности (НРБ -99/2009).
5. МГСН 2.02–97. Допустимые уровни ионизирующего излучения и радона на участках застройки. Москомархитектура, 1997.
6. СП 2.6.1.799–99. Основные санитарные правила обеспечения радиационной безопасности (ОСПОРБ–99). Минздрав России, 2000.
7. Гулябянц Л.А., Заболотский Б.Ю. Плотность потока радона как критерий оценки радоноопасности // АНРИ. 2004. № 3. С. 16–20.
8. Микляев П.С., Петрова Т.Б. Механизмы формирования потока радона с поверхности почв и подходы к оценке радоноопасности селитебных территорий // АНРИ. 2007. № 2. С. 2–16.
9. Гулябянц Л.А. Определение требуемой радонозащитной способности подземных ограждающих конструкций зданий // Жилищное строительство. 2009. № 7. С. 34–38.

Как подготовить к публикации научно-техническую статью (методическое пособие для начинающего автора)



Развитие стройиндустрии в последнее время стало причиной увеличения количества направляемых в редакцию статей. Часто с просьбой о публикации обращаются аспиранты, как правило, в соавторстве со своими научными руководителями, соискатели научных степеней. За все годы существования журнала научные редакторы, члены редколлегии, редакционного совета и большая группа специалистов-рецензентов внимательно и терпеливо помогали росту научных кадров и специалистов отрасли. Однако в последнее время все чаще в редакцию для публикации представляют слабые в научном отношении, незавершенные, незрелые работы, которые в ряде случаев не доходят даже до рецензентов и забраковываются на этапе внутриредакционного рецензирования.

Начнем с определений. Наука – система знаний о закономерностях развития природы и общества и способах воздействия на окружающий мир. Статья – сочинение небольшого размера в сборнике, журнале, газете. Таким образом, научность труда, исследования, работы характеризуется целью проникнуть, определить, сформулировать какую-либо новую закономерность протекания процесса для практического, унитарного использования в проектировании, прикладной механике, теплотехнике и т. д. В нашем случае журнальная научно-техническая статья – это сочинение небольшого размера (до 4-х журнальных страниц), что само по себе определяет границы изложения темы статьи.

Необходимыми элементами научно-технической статьи являются:

- постановка проблемы в общем виде и ее связь с важными научными или практическими задачами;
- анализ последних достижений и публикаций, в которых начато решение данной проблемы и на которые опирается автор, выделение ранее не решенных частей общей проблемы, которым посвящена статья;
- формулирование целей статьи (постановка задачи);
- изложение основного материала исследования с полным обоснованием полученных результатов;
- выводы из данного исследования и перспективы дальнейшего поиска в избранном направлении.

Научные статьи рецензируются специалистами. Учитывая открытость журнала «Жилищное строительство» для ученых научных и проектных учреждений и вузов России и СНГ, представители которых не все могут быть представлены в редакционном совете издания, желательно представлять одновременно со статьей отношение ученого совета организации, где проведена работа, к представляемому к публикации материалу в виде сопроводительного письма или рекомендации.

Библиографические списки цитируемой, использованной литературы должны подтверждать следование автора требованиям к содержанию научной статьи и не содержать перечень всего ранее опубликованного автором, что перегружает объем статьи и часто является элементом саморекламы.

Статьи, направляемые в редакцию журнала «Жилищное строительство», должны соответствовать следующим **требованиям**:

- текст статьи должен быть набран в редакторе Microsoft Word и сохранен в формате *.doc или *.rtf и не должен содержать иллюстраций;
- графический материал (графики, схемы, чертежи, диаграммы, логотипы и т. п.) должен быть выполнен в графических редакторах: CorelDraw, Adobe Illustrator и сохранен в форматах *.cdr, *.ai, *.eps соответственно. Сканирование графического материала и импорт его в перечисленные выше редакторы недопустимо;
- иллюстративный материал (фотографии, коллажи и т. п.) необходимо сохранять в формате *.tif, *.psd, *.jpg (качество «8 – максимальное») или *.eps с разрешением не менее 300 dpi, размером не менее 115 мм по ширине, цветовая модель CMYK или Grayscale.

Весь материал, передаваемый в редакцию в электронном виде, должен сопровождаться: рекомендательным письмом руководителя предприятия (института); распечаткой, лично подписанной авторами; рефератом объемом до 500 знаков на русском и английском языке; подтверждением, что статья предназначена для публикации в журнале «Жилищное строительство», ранее нигде не публиковалась, и в настоящее время не передана в другие издания; сведениями об авторах с указанием полностью фамилии, имени, отчества, ученой степени, должности, контактных телефонов, почтового и электронного адресов. Иллюстративный материал должен быть передан в виде оригиналов фотографий, негативов, слайдов или распечатки файлов.

Подробнее можно ознакомиться с требованиями на сайте издательства www.rifsm.ru/avtoram.php