

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)

Баринова 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: (499) 976-22-08
(499) 976-20-36

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

http://www.rifsm.ru

СОДЕРЖАНИЕ

Подземное строительство

- А.А. ГРЕВЦЕВ, В.Г. ФЕДОРОВСКИЙ
Теория расширения полости и предельное сопротивление грунта
под нижним концом забивных свай в песчаных грунтах..... 2
- И.Т. МИРСАЯПОВ, И.В. КОРОЛЕВА, О.А. ИВАНОВА
Малоцикловая выносливость и деформации глинистых грунтов
при трехосном циклическом нагружении 6
- В.А. ШАШКИН
Эффекты концентрации напряжений в конструкциях здания
при взаимодействии с основанием 9
- А. ДОМБСКА, П. ПОПЕЛЬСКИЙ, Е.В. ГОРОДНОВА
Влияние нового строительства на подземные сооружения..... 15
- В.Н. ПАРАМОНОВ, И.И. САХАРОВ, М.В. ПАРАМОНОВ
Процессы промерзания и оттаивания при устройстве подземных
и заглубленных сооружений 21
- Российские геотехники демонстрируют союз науки и практики (Информация) ... 26
- А.Г. МАЛИНИН, И.Л. ГЛАДКОВ, А.А. ЖЕМЧУГОВ, И.А. САЛМИН
Экспериментальные исследования деформативности грунтового основания,
укрепленного грунтоцементными колоннами 29
- В.Я. ШИШКИН, А.А. АНИКЬЕВ
Уплотнение грунтов основания щебеночными сваями 33
- О.А. МАКОВЕЦКИЙ, С.С. ЗУЕВ
Обеспечение эксплуатационной надежности
подземной части комплексов жилых зданий 38
- Туннель высшей сложности спроектирован в Allplan (Информация) 43
- Д.А. МАЛИНИН
Несущая способность винтовых анкеров «Атлант»..... 46
- О.А. ШУЛЯТЬЕВ, В.С. ПОСПЕХОВ, С.О. ШУЛЯТЬЕВ
Из практики проектирования ограждающей конструкции
и фундаментной плиты административного комплекса зданий
с четырехуровневой подземной автостоянкой..... 50
- В.Б. БОЛТИНЦЕВ
Расширение возможностей мониторинга подземного пространства
методом ЭМИ СШП зондирования 54
- Ю.М. ШЕМЕНКОВ, А.О. ГЛАЗАЧЕВ
Расчет буронабивных свай по данным статического зондирования
при малоэтажном жилищном строительстве 58
- В.В. ЗНАМЕНСКИЙ, Д.Ю. ЧУНЮК, Е.Б. МОРОЗОВ
Устройство ограждающих систем котлованов в стесненных городских условиях ... 60
- ### Экономика и управление
- Ю.В. УСАЧЕВА
Механизм оценки эффективности налогового стимулирования
энергосбережения в строительстве 63
- ### Экологическое строительство
- А.Л. БОЛЬШЕРОТОВ, Л.В. БОЛЬШЕРОТОВА
Анализ современного состояния методики и процедуры оценки
экологической безопасности строительства 67

Опечатака: в журнале «Жилищное строительство» № 7-2012 на с. 3 подрисуночную подпись под правым нижним
рисунком следует читать: А. Хофман (Halfen GmbH, Германия).

УДК 624.1

А.А. ГРЕВЦЕВ, инженер, В.Г. ФЕДОРОВСКИЙ, канд. техн. наук, зав. лабораторией,
НИИОСП им. Н.М. Герсеева (Москва)

Теория расширения полости и предельное сопротивление грунта под нижним концом забивных свай в песчаных грунтах

На основании полученных величин предельного давления расширения сферической полости и модифицированной формулы Рэндалфа произведено сопоставление расчетных величин предельного лобового сопротивления забивных свай в песчаных грунтах со значениями той же величины, приведенными в нормах проектирования свайных фундаментов. Результаты сопоставления показывают перспективность предлагаемого способа оценки лобового сопротивления по стандартным механическим характеристикам грунтов с учетом их дилатансии.

Ключевые слова: расштрение полости в грунте, предельное давление, лобовое сопротивление свай, песчаные грунты, дилатансия.

Теоретическая оценка несущей способности забивных свай, погружаемых в песчаные грунты, является сложной задачей геотехники вследствие больших деформаций грунта, возникающих как в радиальном направлении, так и под концом сваи, и содержит много неопределенностей. Существующие же правила проектирования свай базируются на обобщении результатов испытаний большого числа свай вертикальной статической нагрузкой, проведенных в различных грунтовых условиях с целью установления предельных значений сил трения, возникающих между сваей и окружающим грунтом, и предельного сопротивления грунта под ее концом, и не основаны на определенной физической модели процесса. Таким образом, поиск теоретической модели, описывающей работу нижнего конца забивной сваи и дающей согласующиеся с экспериментальными данными оценки предельного сопротивления грунта под ее нижним концом, представляет научный и практический интерес.

Различными авторами установлено, что решения теории расширения полости могут быть использованы для оценки

несущей способности свай в грунтах [1]. При исследованиях перфорации в металлах (1945, 1950 гг.) установлено, что давление, необходимое для формирования глубокого отверстия в упругопластической среде (при отсутствии трения), пропорционально давлению расширения полости от нулевого радиуса до того же объема при тех же условиях. В механике грунтов Р. Гибсон первым (1950 г.) предложил связать предельное давление расширения полости с предельным сопротивлением грунта под фундаментами глубокого заложения. Это предложение получило развитие в работе М. Рэндалфа и др. [2], предложивших конкретную модель работы нижнего конца забивной сваи в песчаных грунтах и связь предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи с предельным давлением расширения сферической полости.

Задачей настоящей работы является получение теоретических оценок предельного сопротивления грунта под нижним концом забивной сваи для различных глубин заложения, основанное на модели работы нижнего конца сваи, предложенной М. Рэндалфом и др. [2], в песчаных грунтах с нормативными характеристиками, описанными в СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений», и сравнение результатов расчетов с данными, рекомендуемыми СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты».

Модель работы нижнего конца сваи. При забивке сваи формируется уплотненное ядро грунта, которое в дальнейшем перемещается как единое целое с острием, а окружающий грунт проскальзывает относительно этого ядра. Ядро независимо от формы острия принимает форму, близкую к полусфере (рис. 1). Под нижним концом сваи (рис. 2)

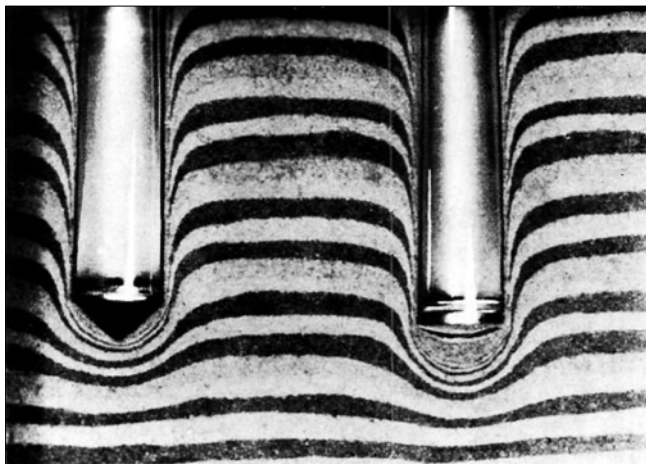


Рис. 1. Уплотненное ядро под сваей по Ж. Петрашовичу (Petrasovits G. Experimentelle und theoretische Untersuchung der Tragfähigkeit des in einem neuartigen Ypfahl entstandenen Bodenkerns. Budapest, 1963)

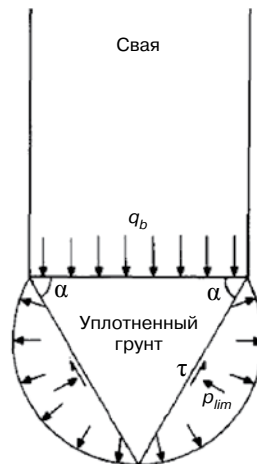


Рис. 2. Модель работы нижнего конца сваи по М. Рэндалфу [2]

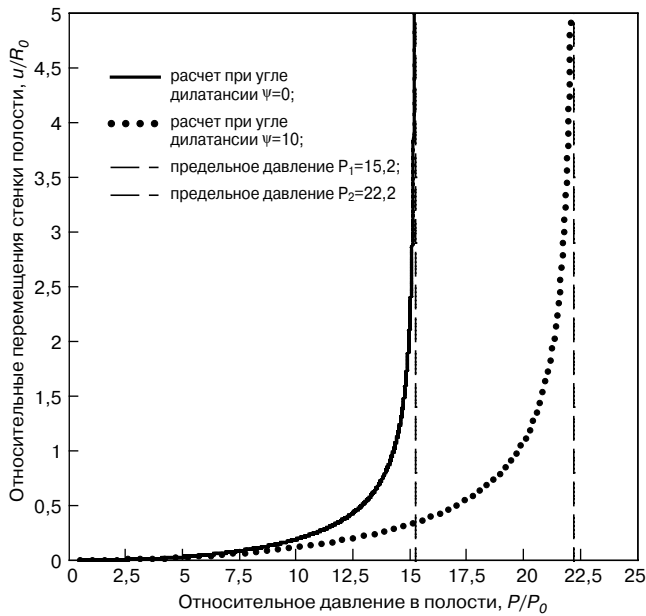


Рис. 3. Зависимости перемещений стенки сферической полости от давления

формируется конусообразная область уплотненного грунта с углом у основания α , который определяется углом внутреннего трения грунта φ : $\alpha=45^\circ+\varphi/2$.

Предполагается, что уплотненное полусферическое ядро грунта за пределами конусообразной области находится под действием изотропного давления, равного предельному давлению расширения сферической полости p_{ult} .

Как видно из рис. 2, несущая способность конца сваи q_b складывается из двух составляющих – предельного давления расширения сферической полости p_{ult} и сил трения τ , действующих по границе конусообразной области

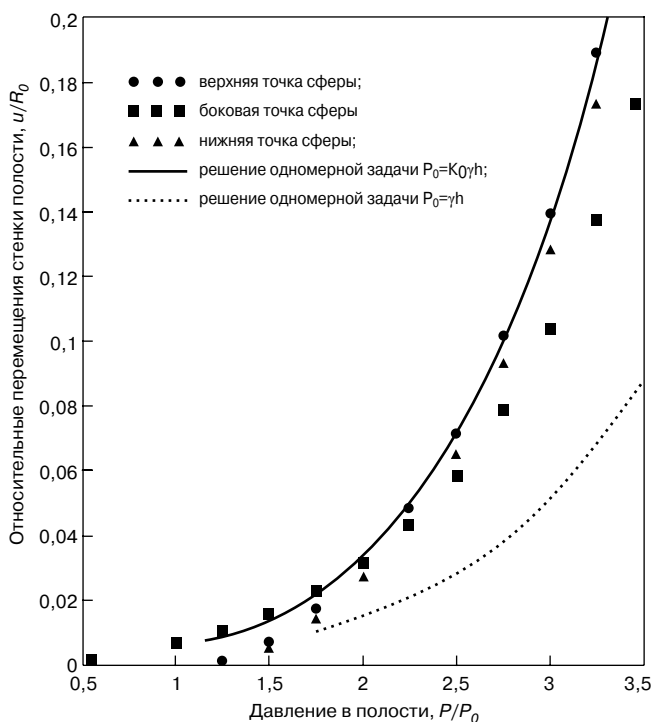


Рис. 5. Сравнение результатов расчетов МКЭ и решений одномерной задачи при разных значениях

уплотненного грунта: $q_b = p_{ult} (1 + \text{tg}\varphi \cdot \text{tg}\alpha)$.

Поскольку грунт под нижним концом сваи находится в предельном состоянии, угол внутреннего трения грунта необходимо принимать равным углу внутреннего трения в критическом состоянии φ_{cv} , который для песчаных грунтов можно приближенно принять равным $\varphi_{cv} = 30^\circ$.

Таким образом, для несущей способности конца сваи в песчаных грунтах (предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи) можно использовать следующую теоретическую оценку $q_b = p_{ult} (1 + \text{tg}30^\circ \cdot \text{tg}60^\circ) = 2p_{ult}$.

Аналитическое решение задачи расширения сферической полости. Расширение сферической полости в грунте под давлением, действующим изнутри полости, является одной из фундаментальных задач геомеханики. Все известные подходы к аналитическому решению задачи расширения полости используют следующие допущения, которые позволяют свести рассматриваемую задачу к одномерной. Грунт рассматривается как упругопластическая полностью однородная среда по своим физико-механическим свойствам и гидростатическое давление, действующее во всем массиве грунта одинаково. Напряженно-деформированное состояние грунта (НДС) вокруг расширяющейся полости в этом случае удобно рассматривать в сферической системе координат и характеризовать радиальными σ_r и тангенциальными σ_θ компонентами напряжений и радиальными смещениями материальных точек u .

Для описания упругопластического деформирования грунта использована широко известная модель, использующая критерий текучести Мора–Кулона: $f = \sigma_r - \sigma_\theta - (\sigma_r + \sigma_\theta) \sin\varphi - 2c \cdot \cos\varphi$ и неассоциированный закон пластического течения, сформулированный Дэвисом (1969 г.), связывающий отношение приращений радиальной ($d\varepsilon_r^p$) и тангенциальной ($d\varepsilon_\theta^p$) пластических деформаций [4]:

$$\frac{d\varepsilon_r^p}{d\varepsilon_\theta^p} = -2 \frac{1 - \Lambda}{1 + \Lambda}, \quad (1)$$

что эквивалентно функции пластического потенциала:

$$g = \sigma_r - \frac{\sigma_\theta}{2} - \left(\sigma_r + \frac{\sigma_\theta}{2} \right) \Lambda + \text{const}, \quad (2)$$

где Λ – коэффициент дилатансии, который связан с углом дилатансии ψ соотношением $\Lambda = \sin\psi$.

Напряжения в пластической области также должны удовлетворять условию равновесия расширения сферической полости:

$$\sigma_r - \sigma_\theta + \frac{r}{2} \frac{d\sigma_r}{dr} = 0, \quad (3)$$

где r – текущая радиальная координата материальной точки.

Для нахождения перемещений грунта в пластической области в качестве граничных условий используются давление начала пластических деформаций P_{pl} :

$$P_{pl} = \frac{3(1 + \sin\varphi)P_0 + 4c \cdot \cos\varphi}{3 - \sin\varphi}, \quad (4)$$

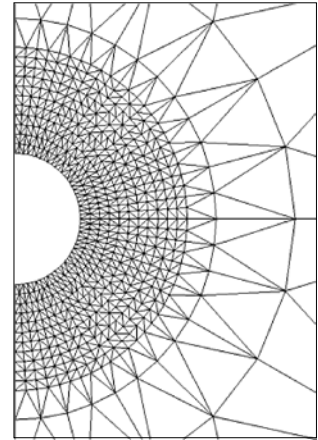


Рис. 4. Фрагмент сетки конечных элементов (КЭ) вокруг полости

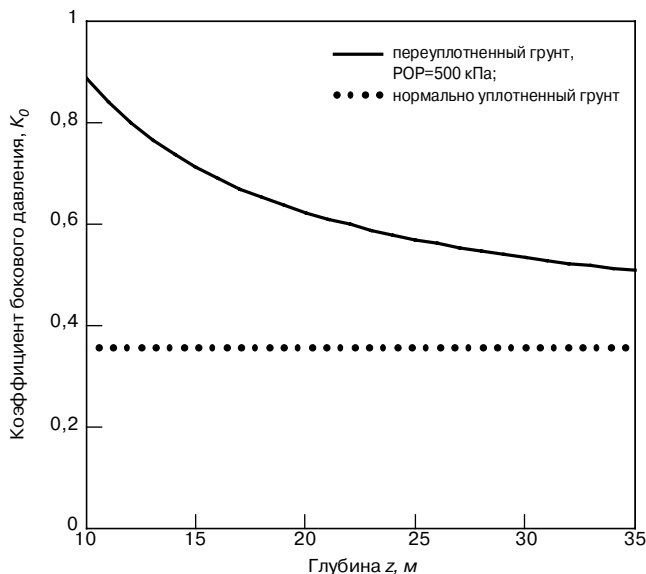


Рис. 6. Изменение коэффициента бокового давления от глубины для песка средней крупности

и перемещения частиц грунта u_R на границе пластической зоны радиуса R : $u_R = (P_{pl} - P_0)R / 4G$, где $P_0 = \lim_{r \rightarrow \infty} \sigma_r = \lim_{r \rightarrow \infty} \sigma_\theta$; G – модуль сдвига грунта, определяемый через модуль общей деформации E и коэффициент Пуассона ν известным соотношением $G = E / 2(1 + \nu)$.

Решение задачи расширения сферической полости для описанной выше модели грунта получено в [3], где показано существенное влияние дилатансии грунта на характер зависимости давление – перемещение и определено предельное давление расширения цилиндрической полости p_{lim} , получаемое решением трансцендентного уравнения.

На рис. 3 представлены зависимости перемещений стенки сферической полости от давления, рассчитанные для грунта со следующими характеристиками: модуль общей деформации $E = 50$ МПа; угол внутреннего трения $\varphi = 40^\circ$; сцепление $c = 3$ кПа; углы дилатансии $\Psi = 0^\circ$ и $\Psi = 10^\circ$; коэффициент Пуассона $\nu = 0,15$.

Радиальное давление и тангенциальное удаление на большом удалении от полости принималось равным $P_0 = 320$ кПа.

Расширение сферической полости в реальном грунте.

Реальный грунт даже однородного гранулометрического состава не является однородным с точки зрения распределения напряжений в нем: на глубине заложения полости действует бытовое давление, величина которого прямо пропорциональна глубине; вертикальные и горизонтальные напряжения в естественном залегании отличаются на коэффициент бокового давления K_0 . Кроме того, в практических задачах необходимо учитывать процесс формирования полости, т. е. необходимо учитывать первоначальное сжатие полости.

Для моделирования расширения полости с учетом реальных свойств грунта был использован метод конечных элементов (МКЭ). В отличие от аналитических методов, в которых приходится прибегать к идеализации свойств среды и схематизации геометрических форм, метод конечных элементов позволяет значительно приблизить расчетную схему к реальной ситуации – учесть реальное напряженное состояние и изменение геометрии полости.

Поскольку специализированный для решения геотехнических задач программный комплекс Plaxis не производит

пересчет нагрузки по мере расширения полости (сохранение постоянного давления), было осуществлено программирование расчета двумерной задачи расширения полости в грунте в MathCAD.

Область грунта вокруг сферической полости разбивалась сетью конечных осесимметричных элементов со сгущением вблизи стенки полости, где ожидаются высокие градиенты напряжений и перемещений. В качестве конечного элемента был выбран наиболее простой 6-узловой треугольный конечный элемент (КЭ), что увеличивало скорость расчета и, как показали предварительные расчеты в Plaxis, точность расчетов при моделировании расширения полости не меняется по сравнению с использованием 15-узловых треугольных КЭ. Для построения сетки КЭ использовался программный комплекс SCAD.

В процессе нагружения фиксировались перемещения верхней, нижней и боковой точек полости.

На первом этапе моделировалось формирование полости, когда одновременно с выемкой грунта в полость подается бентонитовый раствор, предохраняющий ее от разрушения, что эквивалентно давлению в полости примерно вдвое меньшему бытового давления на глубине заложения полости. Под действием разницы давлений происходит упругое сжатие (перехода грунта в упругопластическое состояние не наблюдалось). Вследствие того что вертикальные напряжения в грунте больше горизонтальных, возникающие при этом перемещения верхней и нижней точек полости превосходят перемещения боковой точки.

На втором этапе моделирования давление в полости увеличивалось и строились зависимости перемещений рассматриваемых точек от давления в полости, которые сравнивались с решениями одномерной задачи. В первом варианте начальное давление в грунте принималось равным бытовому давлению грунта P_0 , во втором случае – боковому давлению $K_0 P_0$.

Приближенное решение задачи расширения сферической полости с использованием одномерных решений, учитывающих коэффициент бокового давления грунта, удовлетворительно соответствует двумерным численным решениям (рис. 5). Использование гипотезы об изотропности начального напряженного состояния, когда бытовое давление грунта одинаково по всем направлениям ($K_0 = 1$), приводит к заметным ошибкам.

Результаты расчетов. Используя нормативные прочностные и деформационные характеристики песчаных грунтов, приведенные в СП 22.13330.2011, решения для

Нормативные характеристики песчаных грунтов					
Песчаные грунты	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	2	1	–	–
	φ_n	43	40	38	–
	E	50	40	30	–
Средней крупности	c_n	3	2	1	–
	φ_n	40	38	35	–
	E	50	40	30	–
Мелкие	c_n	6	4	2	–
	φ_n	38	36	32	28
	E	48	38	28	18

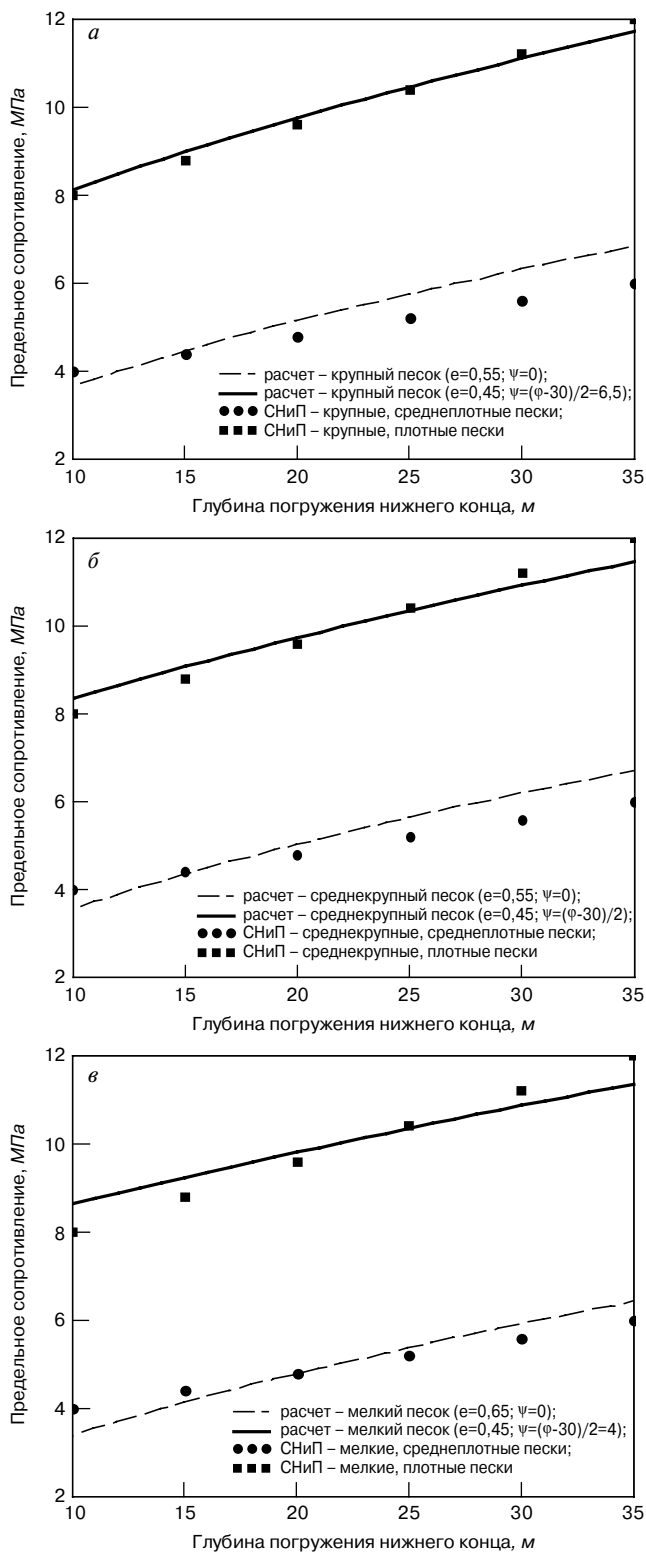


Рис. 7. Предельное сопротивление грунта под нижним концом сваи по результатам расчета и данным СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты»: а – крупные пески; б – среднерупные пески; в – мелкие пески

предельного давления расширения сферической полости [3], по формуле выполнены теоретические оценки сопротивления грунта под нижним концом забивной сваи для глубин погружения в диапазоне 10–35 м.

Расчеты выполнялись для среднетплотных ($e=0,55$) и плотных ($e=0,45$) песчаных грунтов. В первом случае грунты

рассматривались как нормально уплотненные; угол дилатансии $\psi=0$, коэффициент бокового давления определялся формулой Яки (Jaky) $K_0^{NC} = 1 - \sin \phi$.

Во втором случае грунты рассматривались как переуплотненные, начальный угол дилатансии определялся в соответствии с рекомендациями справочного руководства к специализированному программному комплексу Plaxis (Plaxis 3D Foundation Version 1.5. / Ed/ Brinkgreve R.B.J., Broere W., 2006): $\psi_0 \approx \phi - 30^\circ$.

Поскольку при больших деформациях грунт переходит в критическое состояние, в котором $\psi=0$, расчетный угол дилатансии в соответствии с [1] принимался равным $\psi = \psi_0/2$. Коэффициент бокового давления $K_0 = K_0^{NC} \text{OCR} - \nu / (1 - \nu) (\text{OCR} - 1)$, где OCR (Over-Consolidation Ratio) – коэффициент переуплотнения, определяется через POP (Pre-Overburden Pressure) – давление предуплотнения выражением $\text{OCR} = (\text{POP} + \gamma h) / \gamma h$, где γ – удельный вес грунта; h – глубина.

Давление предуплотнения подбиралось таким образом, чтобы результаты расчетов и значения, приведенные в СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты», для предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи совпадали наилучшим образом: для крупных песков POP = 300 кПа; для средних песков POP = 500 кПа; для мелких песков POP = 700 кПа.

На рис. 6 представлена зависимость коэффициента бокового давления от глубины для песка средней крупности.

Результаты теоретических оценок предельного сопротивления грунта под нижним концом забивной сваи совпадают со значениями, приведенными в СП 24.13330.2011, основанными на экспериментальных исследованиях (рис. 7).

Заключение. В настоящей работе с использованием решений теории расширения полости проведена теоретическая оценка предельного сопротивления грунта под нижним концом забивной сваи в песчаных грунтах, описываемых нормативными характеристиками для различных глубин заложения. Результаты расчетов обнаружили хорошее совпадение с данными, приведенными в СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты» [3].

Важным параметром для определения предельного сопротивления грунта под нижним концом сваи является коэффициент бокового давления, который непостоянен по глубине и зависит от давления предуплотнения грунта. Необходимо отметить существенное влияние дилатансии грунта на результаты расчетов. Перспективами развития данной работы по исследованию предельного сопротивления грунта под нижним концом забивной сваи могло бы являться совершенствование моделей грунтов, используемых в расчете для более точного описания дилатансии грунта в процессе деформирования, а также использование в расчетах значений давления предуплотнения, полученных по результатам инженерно-геологических изысканий.

Список литературы

1. Yu H.S. Cavity expansion methods in geomechanics // Springer Science + Business Media. 2000. P. 285–286.
2. Randolph M.F., Dolwin J., Beck R. Design of driven piles in sand // Geotechnique. 1994. 44(3). Pp. 427–448.
3. Yu H.S., Houlsby G.T. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis // Geotechnique. 1991. 41(2). Pp. 173–183.

УДК 624.154

*И.Т. МИРСАЯПОВ, д-р техн. наук, И.В. КОРОЛЕВА, канд. техн. наук, О.А. ИВАНОВА, магистр,
Казанский государственный архитектурно-строительный университет*

Малоцикловая выносливость и деформации глинистых грунтов при трехосном циклическом нагружении

В статье приведены результаты экспериментальных исследований деформаций и прочности глинистых грунтов при циклических нагружениях, проведенных в лаборатории грунтоведения кафедры оснований и фундаментов, динамики сооружений и инженерной геологии КазГАСУ. Выполнен анализ результатов исследований и установлены некоторые закономерности поведения глинистых грунтов при циклических нагружениях.

Ключевые слова: циклическое нагружение, глина, трехосное сжатие, объемные деформации, модуль деформации.

В процессе эксплуатации грунтовые основания фундаментов промышленных, гражданских, энергетических, транспортных зданий и сооружений наряду со статическими подвергаются воздействию циклических нагрузок. При действии циклических нагрузок напряжения и деформации в грунтах основания изменяются по величине, а иногда и по знаку, что в определенных условиях может привести к потере несущей способности или развитию чрезмерных деформаций. В этих условиях в зависимости от параметров внешней нагрузки предельные состояния оснований фундаментов наступают при давлениях, значительно меньших критических при однократных кратковременных статических нагружениях.

Под подошвой фундамента возникает сложное напряженное состояние, при котором в зависимости от режима циклического нагружения меняется как напряженное состояние, так и физико-механические характеристики грунтов. Наиболее сложными и менее изученными являются закономерности поведения глинистых грунтов при циклическом нагружении [1, 2]. Одним из способов моделирования сложного напряженно-деформированного состояния грунтов основания фундаментов при циклическом нагружении является испытание грунтов в условиях трехосного сжатия.

Лабораторные исследования глинистых грунтов проведены на стабилометре СТП-76/38, входящем в состав измерительно-вычислительного комплекса АСИС (рис. 1), модернизированном



Рис. 1. Общий вид прибора трехосного сжатия стабилометрического типа

для проведения испытаний в условиях трехосного циклического нагружения по специально разработанной методике, предусматривающей наложение на статическое напряженное состояние образцов грунтов динамических напряжений, амплитуда, частота и продолжительность действия которых эквивалентны циклическому воздействию. Испытания проведены в соответствии с методикой ГОСТ 12248–2010 «Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости» по недренажной схеме с контролем напряжений, порового давления, вертикальных и радиальных деформаций.

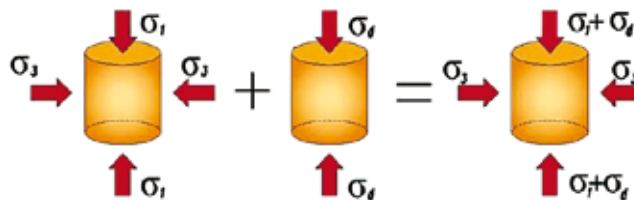


Рис. 2. Последовательность нагружения образца

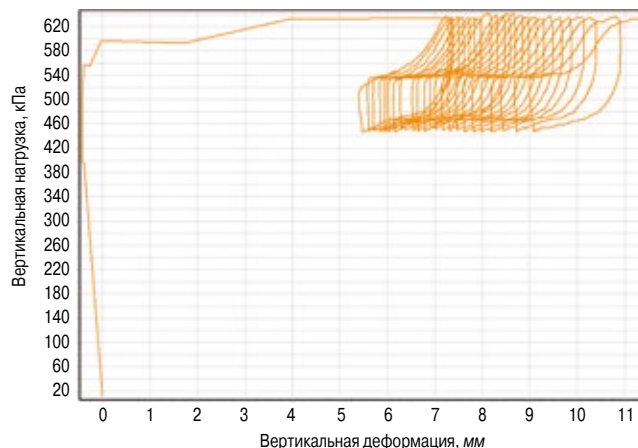


Рис. 3. Зависимость продольных деформаций от вертикального напряжения при циклическом испытании в стабилометре

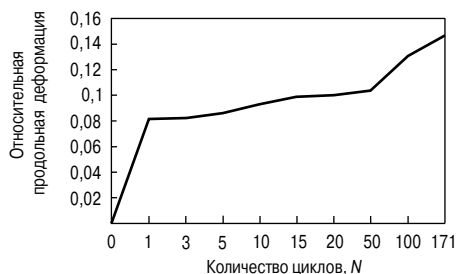


Рис. 4. Влияние числа циклов на изменение значений максимальных относительных продольных деформаций ε_l при циклическом испытании в стабилометре при величине бокового обжатия 100 кПа



Рис. 5. Влияние числа циклов на изменение значений максимальных относительных объемных деформаций ε_v при циклическом испытании в стабилометре при величине бокового обжатия 100 кПа

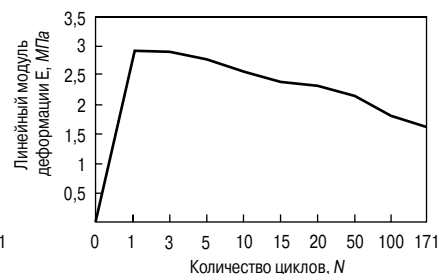


Рис. 6. Влияние числа циклов на изменение линейного модуля деформаций E_0 при циклическом испытании в стабилометре

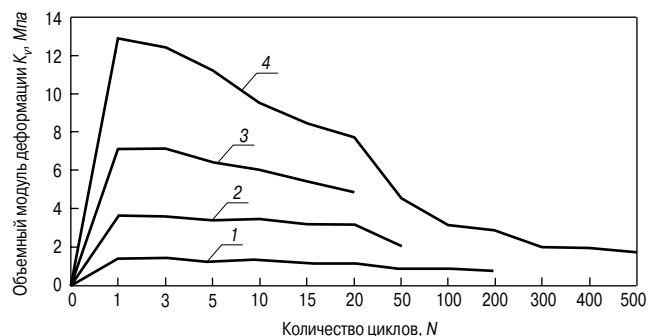


Рис. 7. Влияние числа циклов на изменение объемного модуля деформаций K_v при циклическом испытании в стабилометре: 1 – 100 кПа; 2 – 200 кПа; 3 – 300 кПа; 4 – 400 кПа

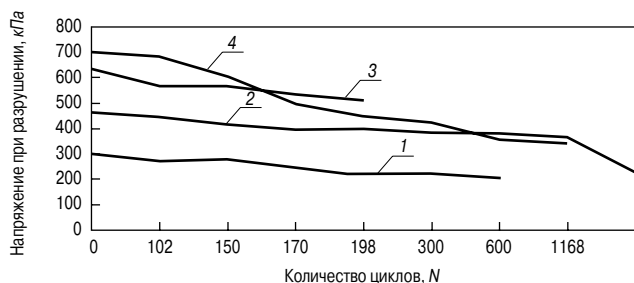


Рис. 8. Зависимость изменения прочности грунта (σ_1) при трехосном сжатии от количества циклов нагружения в стабилометре: 1 – 100 кПа; 2 – 200 кПа; 3 – 300 кПа; 4 – 400 кПа

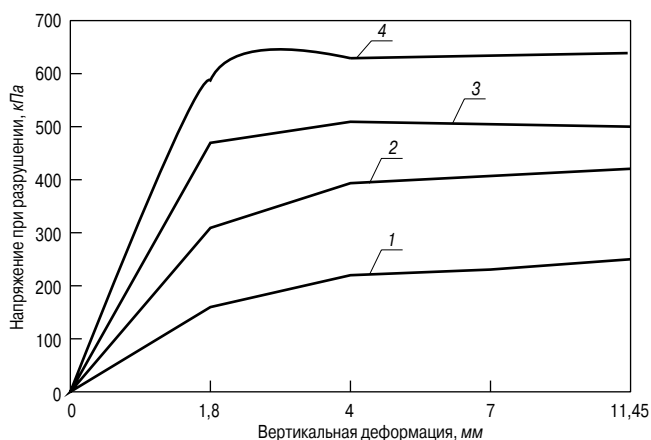


Рис. 9. График деформирования грунта в условиях трехосного циклического сжатия в стабилометре при различных значениях бокового обжатия: 1 – 100 кПа; 2 – 200 кПа; 3 – 300 кПа; 4 – 400 кПа

Последовательность нагружения при трехосных динамических испытаниях показана на рис. 2.

В рабочей камере в соответствии с заданными условиями залегания отобранной пробы грунта (γ , h , K_0) создается всестороннее статическое давление, имитирующее природное напряженное состояние:

$$\sigma'_0 = \sigma_1 = \gamma_i h_i = \sigma_2 = \sigma_3 = K_0 \gamma_i h_i \quad (1)$$

Девiatorное нагружение производится ступенями до достижения величины, равной максимальной динамической нагрузке σ_d . Затем образец подвергается циклическому нагружению.

В каждой серии испытывается не менее трех образцов близнецов при одинаковых параметрах нагружения и контрольные параметры принимаются как средние по трем образцам. Основными контрольными характеристиками при проведении лабораторных исследований грунтов в процессе циклических нагружений являются максимальные и минимальные значения напряжений, которые поддерживаются постоянными в течение испытания, и деформации.

Проведенные экспериментальные исследования позволили установить закономерности развития деформаций, изменения механических характеристик и характер усталостного разрушения глинистого грунта при циклическом трехосном сжатии. Анализируя полученные результаты, можно сделать вывод, что при циклическом трехосном сжатии происходит развитие деформации с различной интенсивностью в зависимости от величины максимального напряжения цикла. На начальном этапе происходит интенсивное развитие деформаций за счет доуплотнения грунта, затем замедление и стабилизация деформаций. В дальнейшем, если достигается предел сопротивления циклическому нагружению, начинается разуплотнение грунта и, как следствие, происходит обратное увеличение величин деформаций за цикл нагружения. Характер изменения деформаций глинистого грунта при испытании в приборе стабилометрического типа представлен на рис. 3. На графике наглядно показано нарастание деформаций при циклических нагружениях при постоянных значениях максимальной вертикальной нагрузки $\sigma_{1\max}$.

По результатам циклических испытаний в стабилометре получены графические зависимости относительных вертикальных деформаций, объемных деформаций, линейного и объемного модулей деформации от количества циклов нагружения (рис. 4–7).

При циклическом нагружении разрушение образцов грунта происходит при напряжениях, существенно мень-



Рис. 10. Внешний вид образца после разрушения в условиях трехосного сжатия на приборе стабилометрического типа

ших прочности при статическом однократном кратковременном нагружении. Исследования показали, что циклическая прочность образцов на базе 500 циклов уменьшается от 11 до 50% по сравнению со статической прочностью в зависимости от величины бокового давления и девиатора напряжений. Установлена зависимость прочности образцов глинистого грунта при циклическом трехосном нагружении от количества циклов до разрушения (рис. 8).

По результатам серии циклических нагружений с различной величиной бокового давления построены графики зависимости относительных

продольных деформаций образца от величины вертикальных напряжений (рис. 9).

В процессе испытаний получена характерная картина разрушения опытных образцов в условиях трехосного сжатия на приборе стабилометрического типа (рис. 10).

По результатам серии испытаний на статические и циклические нагружения построены круги предельных напряжений и огибающие к ним, показывающие зависимость предельных касательных напряжений от параметров трехосного сжатия. Анализ этих зависимостей, полученных при различных параметрах трехосного сжатия при циклическом нагружении, показывает, что происходит снижение угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта по мере увеличения количества циклов нагружения (рис. 11–12).

На основе анализов результатов проведенных экспериментальных исследований предложены следующие уравнения для оценки изменения основных механических характеристик грунта при трехосном циклическом нагружении:

– объемный модуль деформации:

$$K_V(N) = \lg(N) \cdot k \cdot W \cdot \sigma_3 - N^{\frac{2}{\sigma_1^l}} + m \cdot \sigma_3;$$

– линейный модуль деформации:

$$E(N) = \lg(N) \cdot q \cdot W \cdot \sigma_3 - N^{\frac{2}{\sigma_1^u}} + p \cdot \sigma_3;$$

– относительная продольная деформация:

$$\varepsilon_1 = r \cdot \sigma_1 \cdot \ln(N) + s \cdot \sigma_3;$$

– относительная объемная деформация:

$$\varepsilon_V = z \cdot \sigma_1 \cdot \ln(N) + y \cdot \sigma_3;$$

– угол внутреннего трения:

$$\phi = Q_1 \cdot W \cdot \sigma_3 \cdot N^3 + Q_2 \cdot \sigma_3 \cdot N^2 - Q_3 \cdot \sigma_1 \cdot N + Q_4 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3);$$

– удельное сцепление:

$$c = J_1 \cdot W \cdot \sigma_3 \cdot N^3 + J_2 \cdot \sigma_3 \cdot N^2 - J_3 \cdot \sigma_1 \cdot N + J_4 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3),$$

где $k, l, m, q, u, p, r, s, z, y, W, Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, J_1, J_2, J_3, J_4$ – коэффициенты, получаемые опытным путем; для глинистого грунта они зависят от времени выдержки грунта, его влажности и значения всестороннего давления обжатия образца в стабилометре ($\sigma_2 = \sigma_3$); σ_1 и σ_3 – значения вертикальных и боковых напряжений, кПа; N – количество циклов нагружения.

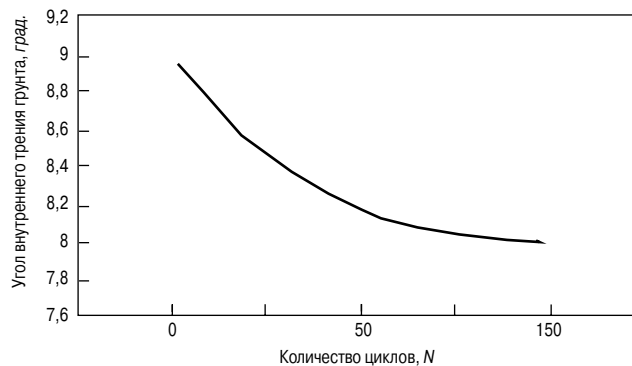


Рис. 11. График изменения угла внутреннего трения в зависимости от количества циклов нагружения в условиях трехосного сжатия

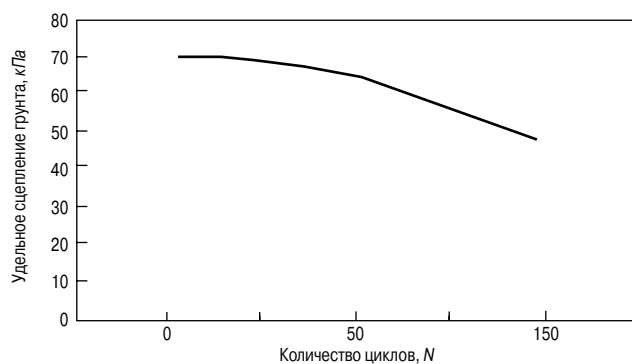


Рис. 12. График изменения удельного сцепления грунта в зависимости от количества циклов нагружения в условиях трехосного сжатия

На основании анализа результатов, полученных при проведении экспериментальных исследований деформируемости и прочности глинистого грунта при циклических нагружениях, и уравнений изменения механических свойств можно сделать следующие выводы:

– циклическая прочность образцов на базе 500 циклов уменьшается от 11 до 50% по сравнению со статической прочностью образцов в зависимости от параметров трехосного сжатия;

– в образцах глинистого грунта, не разрушившихся в процессе циклического нагружения, установлено увеличение прочности до 15% по сравнению с образцами, не подвергавшимися циклическому нагружению;

– предельные вертикальные деформации 11,4 мм в зависимости от величины бокового давления от 100 до 400 кПа достигаются при различных значениях вертикальных напряжений от 250 до 650 кПа. Изменение величины бокового давления $\sigma_2 = \sigma_3$ от 100 до 400 кПа приводит к изменению циклической прочности от 1,8 и до 2,8 раза.

Список литературы

1. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Особенности деформирования глинистых грунтов при циклическом трехосном сжатии // Геотехника. 2010. № 6. С. 64–67.
2. Мирсаяпов И.Т., Королева И.В. Физико-механические свойства глинистых грунтов при длительном трехосном сжатии // Вестник гражданских инженеров. 2011. № 1(26). С. 82–87.

УДК 624

*В.А. ШАШКИН, инженер (4095438@gmail.com),
Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет*

Эффекты концентрации напряжений в конструкциях здания при взаимодействии с основанием¹

Приведен анализ эффектов концентрации напряжений в наземных конструкциях зданий, возникающих вследствие взаимодействия с основанием. Рассмотрены основные факторы, которые могут оказывать влияние на величину концентрации усилий в зданиях с несущими стенами. Среди них – конструктивная схема здания, жесткостные параметры материалов конструкций, податливость основания. Приведены результаты численных исследований эффектов взаимодействия основания и сооружения.

Ключевые слова: численное моделирование, распределение напряжений, упруго-пластическая модель, фундамент, основание, здание.

Учет совместной работы оснований и сооружений на протяжении многих десятилетий является основополагающим принципом расчета и проектирования. С вступлением в силу 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» этот принцип получил статус положения федерального закона. Впервые на уровне общероссийского закона оговаривается необходимость расчета зданий и оснований с учетом их взаимодействия.

В актуализированной редакции СП 22.23330.2011 «Основания зданий и сооружений» отмечается, что «сооружение и его основание должны рассматриваться в единстве, т. е. должно учитываться взаимодействие сооружения с основанием».

Под нагрузкой от жесткого штампа в основании возникает контактная эпюра давления, которая по известному аналитическому решению Буссинеска для абсолютно жесткого круглого штампа имеет вид параболы с асимптотами по краям штампа. В реальности с учетом развития пластических деформаций контактная эпюра в основании принимает характерный «седлообразный» вид.

Следует отметить, что штамп, обладая абсолютной жесткостью, имеет равномерную эпюру осадок. При этом в самом штампе возникают усилия, полностью повторяющие контактную эпюру давления в основании.

Очевидно, что вид контактной эпюры вертикальных нормальных напряжений (как в основании, так и ее отражение в штампе), будет зависеть от податливости основания и жесткости самого штампа. Известно, что эффект взаимодействия основания и сооружения зависит от соотношения их жесткостей. Однако неизвестно, при каком соотношении жесткостей этот эффект максимален, при какой податливости основания в конструкциях конкретной жесткости возникают наибольшие концентрации усилий, обусловленные взаимодействием здания и основания. Поскольку эффекты взаимодействия здания и основания в виду геометриче-

ской неоднородности и физической нелинейности данного класса задач невозможно исследовать с помощью аналитических методов, используем возможности численного моделирования.

При анализе эффектов взаимодействия зданий и оснований представляется целесообразным варьировать:

- жесткостью наземных конструкций;
- моделированием различных по механическим свойствам материалов (железобетон, кирпич), (изменение жесткости здания по мере его возведения);
- жесткостью фундаментов (в настоящей статье рассмотрены фундаменты на естественном основании, анализ вклада свайных фундаментов в изменение жесткости системы «здание-фундаменты-основание» заслуживает отдельного рассмотрения);
- податливостью основания.

В рамках численного анализа использовались исходные данные (типы конструктивных схем здания, механические характеристики конструктивных материалов и грунтов основания), которые могут встречаться в реальности, поскольку только такие исходные данные представляют практический интерес для реального проектирования.

Рассматривались следующие конструктивные схемы протяженных зданий с габаритами в плане 60×14 м: с тремя продольными стенами, расстояние между которыми равно 7 м, и поперечными стенами по торцам и посередине здания; с одной внутренней продольной и поперечными стенами (шаг 6 м); ячеистого типа, образованного сеткой продольных и поперечных несущих стен (ячейка 6×7 м).

Далее для краткости будем называть эти схемы соответственно: с продольными стенами; с поперечными стенами; ячеистого типа.

Кроме того, были рассмотрены «точечные» 10-этажные здания с габаритами в плане 24×14 м с аналогичным размещением несущих стен.

¹ Анализ совместной работы надземных конструкций и оснований, результаты которого изложены в данной статье, выполнен под руководством профессора В.М.Улицкого, в развитие исследований, проводимых в институте «Геореконструкция» и в Техническом комитете № 207 «Взаимодействие оснований и сооружений. Подпорные стены» Международного общества по механике грунтов и геотехнике (ISSMGE).

Таблица 1

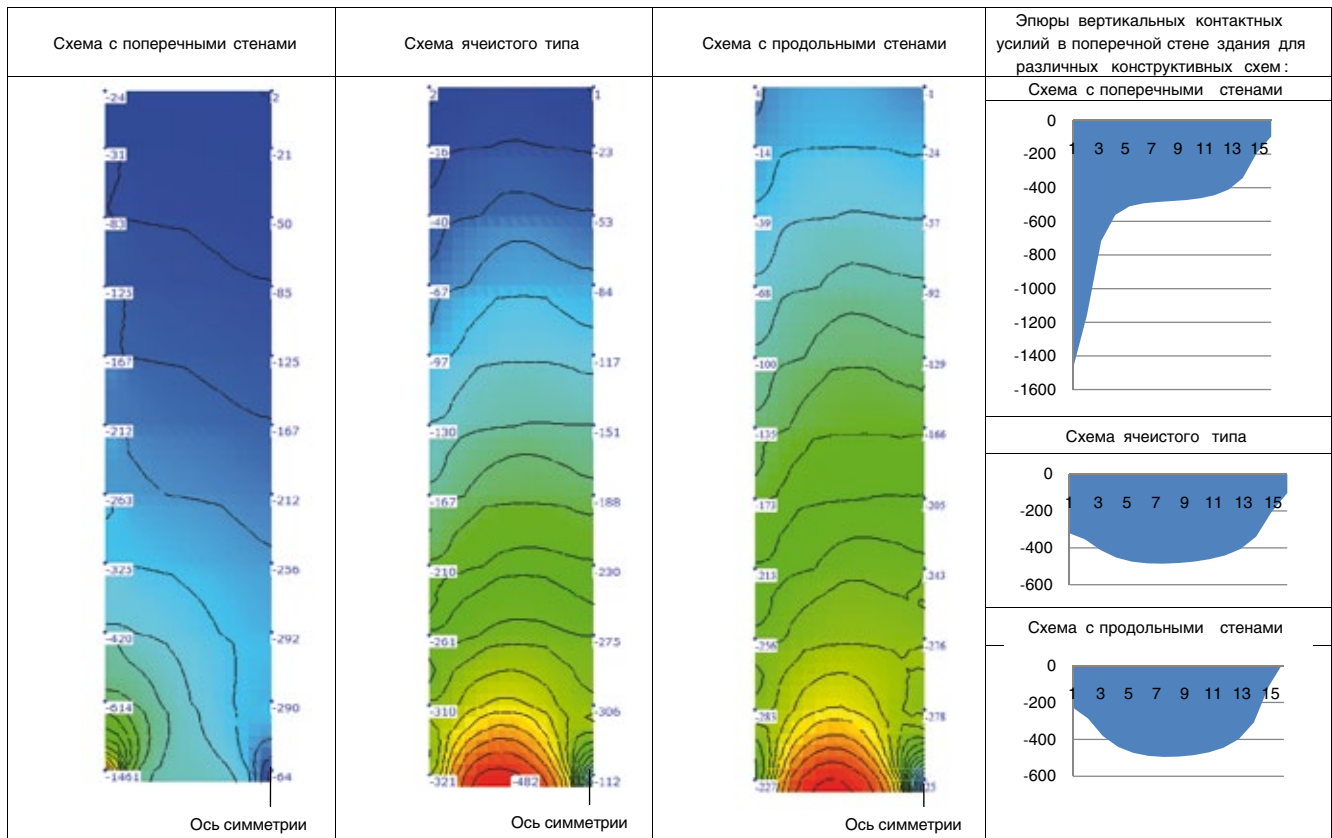


Таблица 2

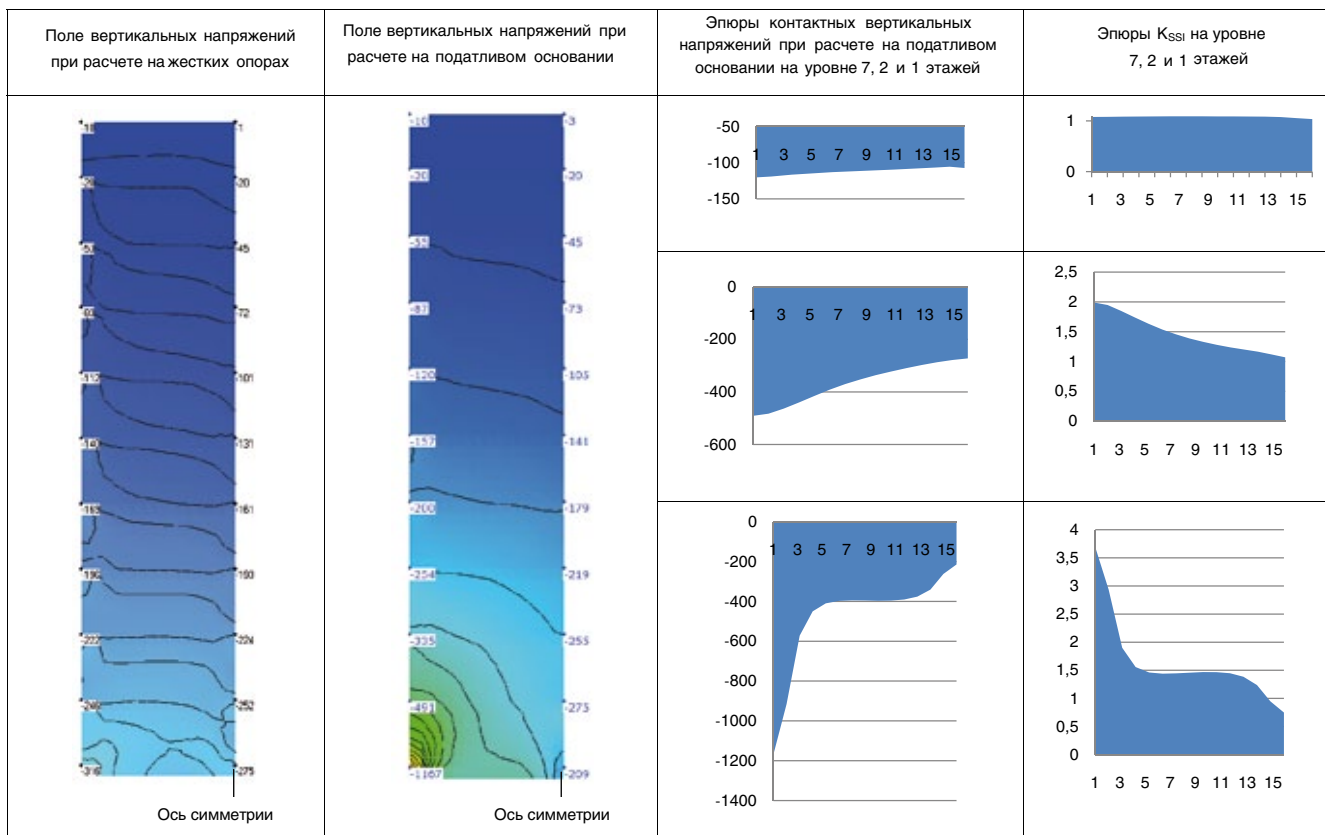
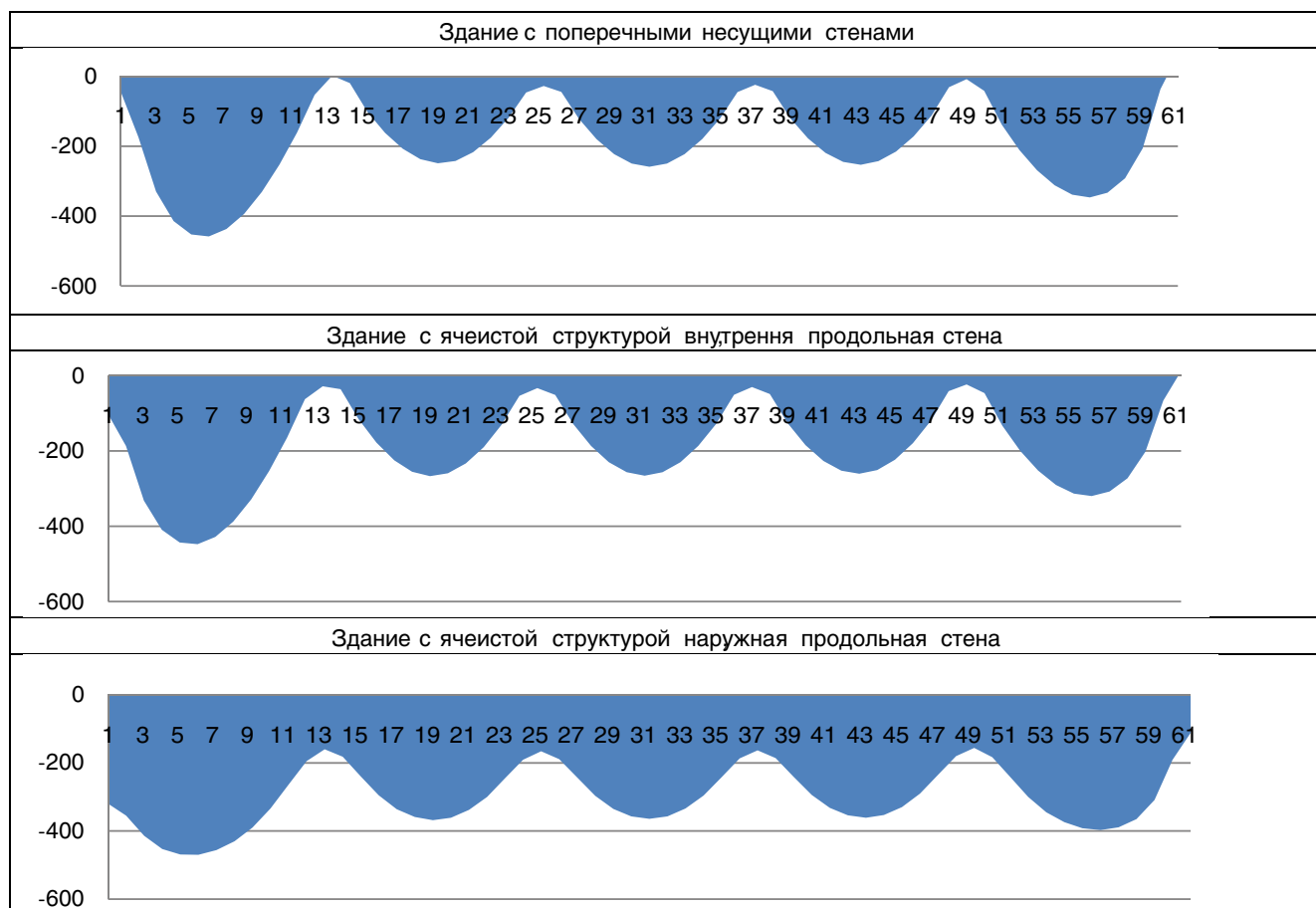


Таблица 3



Моделировалось поэтажное возведение здания каждой конструктивной схемы, рассматривались варианты устройства стен из железобетона толщиной 200 мм или кирпича толщиной 380 мм. Перекрытия моделировались железобетонными монолитными толщиной 180 мм. В качестве фундаментов рассматривалась сплошная железобетонная плита на естественном основании толщиной 500 мм.

В основании фундаментов мелкого заложения моделировались грунты малой, средней или высокой степени литификации (к первым можно отнести слабые водонасыщенные глинистые отложения, например, текучие озерно-ледниковые суглинки; ко вторым – моренные тугопластичные суглинки лужской морены, к третьим – глинистые отложения московской морены, кембрия или венда). Кроме того, анализировалась мгновенная реакция грунта на квазистатическое нагружение с соответствующими механическими параметрами.

При выполнении численного моделирования взаимодействия основания и сооружения для описания наземных конструкций применялась упругая модель, а для описания поведения грунтов основания – упруго-пластическая модель с независимым деформационным упрочнением при деформации уплотнения и формоизменения. Эти модели реализованы в программном комплексе FEM-models.

Для выявления эффектов взаимодействия основания и сооружения результаты расчетов каждого здания на упруго-пластическом основании сравнивались с результатами его расчета на абсолютно неподатливом основании (на жестких опорах). Такое сравнение показательно, по-

скольку сбор нагрузок от здания на основание, выполняемый по грузовым площадям, как это принято в проектной практике, эквивалентен рассмотрению здания на жестких опорах. Отношение усилия в некоторой точке конструкции здания при решении на податливом основании к усилию в той же точке при решении на жестких опорах назовем *показателем эффекта взаимодействия основания и сооружения* (который при традиционном проектировании, когда здание рассматривается проектировщиком наземных конструкций в виде расчетной модели на жестких опорах, остается вне поля зрения проектировщика). Ниже при численном анализе этот показатель обозначим K_{SSI} (*Soil-Structure Interaction – взаимодействие основания и сооружения*).

Первая серия задач посвящена рассмотрению влияния конструктивной схемы здания на эффект концентрации усилий, обусловленный взаимодействием основания и сооружения, при прочих равных условиях. При этом численный анализ эффекта проводится с учетом поэтажного возведения здания.

Рассмотрим протяженные здания с различными конструктивными схемами и фундаментами на естественном основании, сложенном грунтами средней степени литификации.

Поскольку нас интересуют эффекты концентрации усилий в наземных конструкциях, обусловленные их взаимодействием с основанием, представляется наиболее целесообразным анализировать эпюру в уровне низа стен (которую далее для краткости будем называть «контактной»).

Анализ распределения вертикальных усилий в несущих стенах зданий с различными конструктивными схема-

ми позволяет сделать вывод о том, что при расчете на податливом основании наибольшая концентрация напряжений (по сравнению со схемой на жестких опорах) наблюдается в незамкнутых конструктивных схемах. Сравнение полей и эпюр вертикальных усилий (кН) в поперечной стене по торцу здания для различных конструктивных схем при расчете на податливом основании. Изолинии и эпюры представлены для половины поперечной стены. В эпюрах по горизонтали отмечены узлы КЭ сетки, шаг которых составляет 0,5 м, ось симметрии в точке 15. Приведено в табл. 1. В поперечных стенах, не развязанных продольными стенами по краям, показатель эффекта взаимодействия K_{SSI} достигает значения 3,7. Анализ эффектов взаимодействия основания и сооружения для конструктивной схемы здания с поперечными несущими стенами приведен в табл. 2. Изолинии и эпюры представлены для половины поперечной стены, величины усилий приведены в кН (в эпюрах по горизонтали отмечены узлы КЭ сетки, шаг которых составляет 0,5 м).

Для «незамкнутой» конструктивной схемы характерна конкуренция в восприятии усилий между поперечными и продольными стенами, в результате которой наибольшие нагрузки приходятся на более жесткие (в своей плоскости) поперечные стены. Они разгружают продольную стену, которая является более длинной, а, следовательно, при прочих равных условиях, и более гибкой.

В то же время, концентрация вертикальных усилий в нижней части поперечных стен существенно падает в том случае, если они развязываются наружными продольными стенами. Показатель K_{SSI} падает до 1,8, т. е. вдвое.

Контактные эпюры для продольных стен зданий с «незамкнутой» схемой стен и с ячеистой схемой довольно близки. Эпюры контактных вертикальных усилий (кН) в продольных стенах приведены в табл. 3. Показана половина стены, ось симметрии – в точке 61; по горизонтали отмечены узлы КЭ сетки, шаг которых составляет 0,5 м. Наружная продольная стена в ячеистой схеме оказывается существенно более нагруженной, чем средняя. Соответственно, поперечные стены в ячеистой схеме претерпевают существенную разгрузку по сравнению с незамкнутой схемой.

При рассмотрении точечных зданий можно сказать, что они отличаются от рассмотренных выше схем протяженных зданий укорочением длины продольных стен. Длина продольных стен снижается, они становятся более конкурентноспособными в отношении восприятия нагрузки по сравнению с поперечными стенами. Совершенно очевидно, что при сокращении протяженности здания с ячеистой схемой до полной симметрии в двух направлениях, усилия в ортогональных системах стен становятся идентичными.

Из изложенного выше следует простой практический вывод. При создании конструктивных схем со стенами, образующими замкнутые ячейки, эффект концентрации усилий в стенах вследствие взаимодействия здания и основания будет наименьшим: K_{SSI} не превысит 2 для железобетонных зданий. При «незамкнутых» конструктивных схемах он будет максимальным, достигая значения, равного 4.

Для всех рассмотренных расчетных схем было установлено, что, начиная со здания, построенного высотой в два этажа, все контактные эпюры оказываются подобными друг другу и конечной эпюре 10-этажного здания. Наибольшее отличие по отношению к результирующей контактной эпюре

для 10-этажного здания имеет контактная эпюра для здания высотой в 1 этаж. Такая конструкция обладает наименьшей жесткостью и эффекты концентрации усилий в ней проявляются в наименьшей степени.

Естественно, что K_{SSI} возрастает по мере возведения здания, поскольку увеличивается жесткость стен в их плоскости. Таким образом, если стены здания рассчитаны на восприятие усилий, обусловленных взаимодействием здания проектной высоты с основанием, все промежуточные строительные ситуации не будут для такого здания опасными.

После оценки влияния конструктивной схемы здания на распределение усилий в стенах целесообразно рассмотреть, какое влияние на их распределение могут оказать различные деформационные свойства материала. В рамках проведенного численного анализа рассмотрены стены из кирпичной кладки с модулем деформации 450 МПа из монолитного железобетона с бетоном класса В25, которому соответствует мгновенный модуль деформации 30000 МПа и модуль, равный 8500 МПа при длительном действии нагрузок. Эти модули различаются между собой в несколько раз и покрывают основной диапазон изменений этого параметра, как для кирпичной кладки, так и для бетона, что позволяет проследить тренд изменения эффекта взаимодействия здания и основания при изменении модулей деформации материала надземной конструкции.

Как и в ранее проанализированных задачах, в данной серии рассматривается основание, сложенное грунтами средней степени литификации.

Для схемы с поперечными несущими стенами общая картина распределения вертикальных усилий в торцевой поперечной стене сходна для всех рассмотренных вариантов жесткостей материала. Как и следовало ожидать, максимальное значение усилий 1750 кН/м и, соответственно, максимальный показатель $K_{SSI}=4,06$ наблюдается для наиболее жесткого материала, каким является железобетон, работающий с мгновенным модулем деформации. Наименьшее, соответственно 1355 кН/м и $K_{SSI}=2,85$, наблюдается при работе кирпичной кладки, имеющей наименьший модуль из рассматриваемых вариантов.

Для схемы с ячеистой структурой и для схемы с продольными несущими стенами картина распределения вертикальных усилий в торцевой стене практически совпадает для всех вариантов конструкционных материалов, контактные эпюры также достаточно близки. Эффект увеличения концентрации усилий с ростом жесткостных характеристик материала заметен в данной серии расчетов на изменении коэффициента K_{SSI} : для кирпичной кладки он составляет 1,45 а для железобетона с мгновенным модулем деформации он составляет 1,7.

Таким образом, проведенное численное исследование свидетельствует о тенденции увеличения K_{SSI} при возрастании прочностных характеристик материала наземной конструкции (при прочих равных условиях).

Рассмотрим влияние изменения жесткости основания влияет на перераспределение усилий в стенах зданий приведены в табл. 4. При решении задач совместного расчета представляется необходимым также выяснить, насколько реологические свойства грунта могут оказать влияние на эффект взаимодействия здания и основания. Реологические свойства грунта определяются механическими характеристиками, нелинейно изменяющимися от мгновен-

ных значений, актуальных для момента приложения нагрузки на основание, до стабилизированных значений, соответствующих длительной работе грунта под нагрузкой. Мгновенные значения деформационных характеристик грунта в первом приближении можно принять на порядок превышающими стабилизированные значения.

Анализируя результаты численных расчетов, нетрудно убедиться в том, что для рассматриваемых конструктивных схем, выполненных из различных конструктивных материалов эффект взаимодействия здания и основания существенным образом зависит от податливости основания. В зданиях с поперечными несущими стенами наблюдается рост K_{SSI} в краевых зонах поперечных стен по мере снижения податливости основания. В таблице 5 приведены эпюры распределения K_{SSI} в схеме с поперечными несущими стенами в зависимости от податливости основания и жесткости материала надземной конструкции (показана половина стены, ось симметрии – в точке 15; по горизонтали отмечены узлы КЭ сетки, шаг которых составляет 0,5 м). Для схемы с ячеистой структурой картина изменения максимальных усилий несколько более смазанная, тем не менее эффект взаимодействия имеет в целом ту же тенденцию: он проявляется в наибольшей степени для более податливого основания, а при уменьшении податливости – снижается (табл. 6). Аналогичная картина наблюдается и для конструктивной схемы с продольными несущими стенами.

Следует отметить, что при мгновенной реакции грунтовой среды на нагружение эффект взаимодействия здания и основания – наименьший. Данное обстоятельство свидетельствует о том, что эффект реологического поведения грунта (с максимальным механическими характеристиками в начальный промежуток времени) не приводит к увеличению K_{SSI} по сравнению с расчетом при стабилизированном состоянии основания.

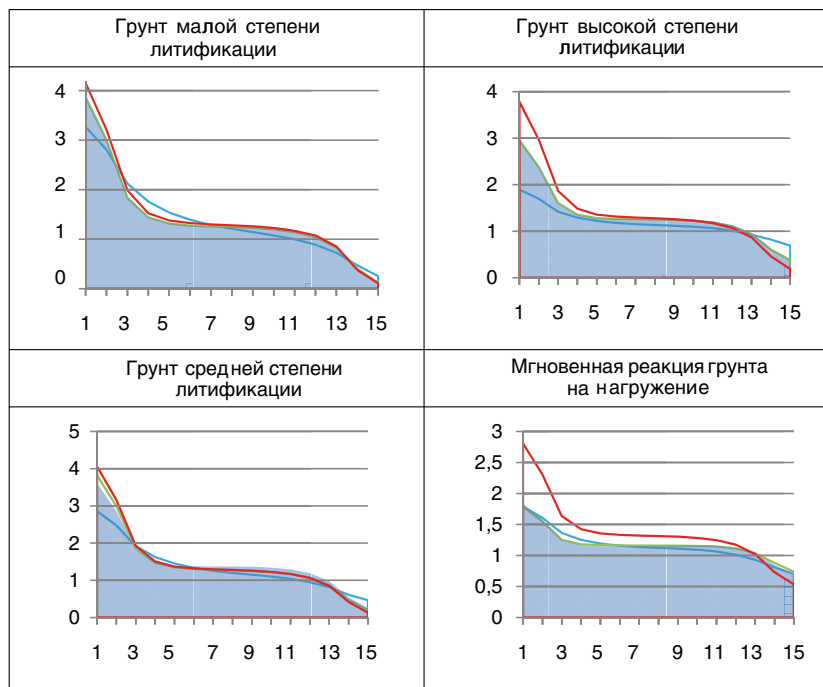
Таким образом, для любых конструктивных схем зданий с несущими стенами следует ожидать проявление максимального эффекта взаимодействия основания и сооружения с возрастанием податливости основания.

Для оценки комплексного влияния на эффект взаимодействия основания и сооружения таких факторов как жесткость здания и податливость основания рассмотрим сочетание основания, сложенного грунтами различной податливости, и надземных конструкций из кирпича с модулем деформации кладки 450 МПа, а также из железобетона с модулем деформации 8500 МПа

Таблица 4

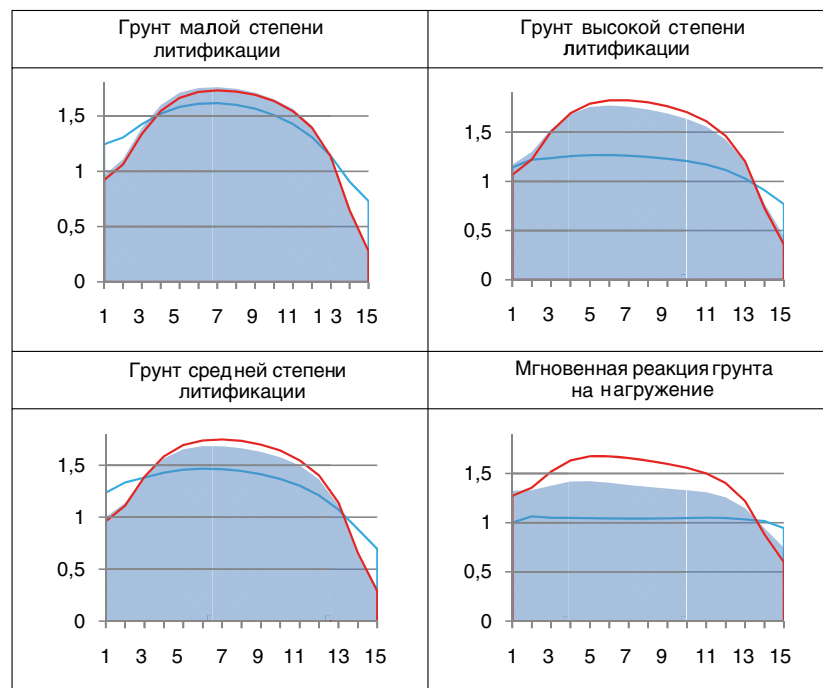
Степень литификации грунтов основания	Геологический индекс	E, кПа	μ	C_u кПа	φ°	γ
Малая степень литификации	Ig III	5000	0,3	50	8	19,5
Средняя степень литификации	g III	10000	0,3	100	23	20,5
Высокая степень литификации	V_{2k12}	20000	0,3	200	22	21

Таблица 5



Модуль деформации материала стен, кПа □ 450000 □ 8500000 □ 300000

Таблица 6



Модуль деформации материала стен, кПа □ 450000 □ 8500000 □ 300000

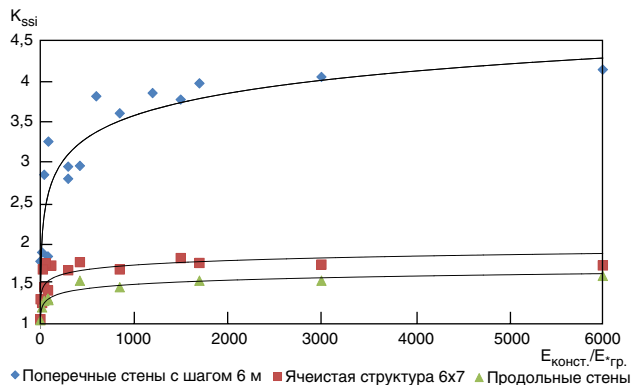


Рис. 1. График зависимости показателя эффекта взаимодействия основания и сооружения от соотношения жесткостей материалов конструкций и грунтов основания для различных конструктивных схем зданий: поперечные несущие стены, ячеистая структура, продольные несущие стены

и 30000 МПа. Проанализируем, каким образом результаты приведенного выше численного моделирования согласуются с утверждением о том, что эффект взаимодействия здания и основания зависит от соотношения их жесткостей.

Если рассматривать одну и ту же конструктивную схему здания, то изменение его жесткости будет зависеть только от изменения модуля деформации материала его конструкций $E_{констр.}$

Жесткость основания для данного анализа удобно определять, исходя из эпюры осадок в уровне низа фундаментной плиты. В этом случае основание для каждого случая численного моделирования можно охарактеризовать одним параметром:

$$E_{гр.} = pN/s,$$

где p – усредненная нагрузка от здания в уровне подошвы плитного фундамента, N – глубина активной зоны (в которой развиваются деформации в основании), s – среднее значение осадки.

В этом случае для одной и той же конструктивной схемы соотношение жесткостей наземной части и основания можно представить в виде: $E_{констр.}/E_{гр.}$

Введение условного параметра $E_{гр.}$ обусловлено тем, что осадка реального основания зависит не только от модуля объемного сжатия, но и от модуля сдвига. Для водонасыщенных глинистых грунтов осадки в значительной степени определяются деформациями формоизменения. Эта особенность деформационного поведения грунтов учтена в примененной при настоящем численном анализе упруго-пластической модели с независимым деформационным упрочнением при деформациях уплотнения и формоизменения [3].

Для всех рассмотренных типов зданий график K_{SSI} в зависимости от соотношения жесткостей здания и основания имеет характерное очертание в виде функции (которую можно аппроксимировать, например, логарифмической зависимостью) с резким возрастанием на начальном участке и дальнейшим выполаживанием (рис. 1). Для случая конструктивной схемы здания с поперечными несущими стенами возрастание K_{SSI} наблюдается до $E_{констр.}/E_{гр.}=1000$ после чего график стремится к $K_{SSI}=4,25$; для ячеистой структуры – резкое возрастание K_{SSI} наблюдается при соотношении $E_{констр.}/E_{гр.}=500$, затем наблюдается выполаживание до $K_{SSI}=1,8$, а для схемы с продольными стенами, соответственно, при $E_{констр.}/E_{гр.}=500$ и $K_{SSI}=1,6$.

Таким образом эффект взаимодействия зданий и оснований, под которым понимается концентрация напряжений в контактной эпюре, наблюдающаяся при совместном расчете, возрастает при увеличении соотношения жесткостей надземных конструкций и основания. Увеличение жесткостных параметров материалов надземных конструкций при прочих равных условиях способствуют увеличению эффекта взаимодействия здания и основания. Снижение податливости основания при прочих равных условиях способствует снижению эффекта совместных расчетов.

При проектировании зданий с несущими стенами следует иметь в виду, что наибольший эффект взаимодействия здания и основания будет проявляться в конструктивных схемах с незамкнутым контуром стен. При этом создание замкнутых контуров за счет перекрытий не способно существенно снизить концентрации напряжений в контактной эпюре, поскольку жесткость перекрытий в вертикальной плоскости существенно меньше жесткости стен.

Анализ напряженно-деформированного состояния конструкций здания при учете его поэтажного возведения позволяет установить, что, начиная с 3-го этажа, наблюдается аффинное подобие между контактными эпюрами, которые изменяются по мере возведения зданий лишь количественно, сохраняя свое очертание. Контактная эпюра усилий для здания высотой в 1 этаж имеет отличное очертание, однако, в силу их малости, эти усилия не являются определяющими при проектировании.

Литература

1. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. СПб: «Стройиздат Северо-Запад», «Геореконструкция». 2010. 551 с.



ОСЕННИЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ ФОРУМ

7-9 ноября 2012

г. СУРГУТ

ТЕМАТИКА ВЫСТАВКИ - ФОРУМА:

- Строительство и проектирование
- Строительные и отделочные материалы
- Инструмент и оборудование
- Энергоснабжение. Теплоснабжение. Водоснабжение
- Экологическая безопасность. Защита окружающей среды
- Умный Дом
- Дизайн и оформление интерьера
- Загородное строительство
- Благоустройство территорий, землепользование
- Спецдежда. Средства защиты
- Финансовый сектор. Риэлтэкспо

ТЕЛ: (3462) 32-34-53; 52-00-40; 32-90-60.

WWW.YUGCONT.RU; EXPO@WSMAIL.RU

УДК 624.131

А. ДОМБСКА (agnieszka-dabska@mail.ru), П. ПОПЕЛЬСКИЙ (pawel.popielski@is.pw.edu.pl), канд.-ты техн. наук, Варшавский политехнический университет (Республика Польша); Е. В. ГОРОДНОВА, канд. техн. наук (e.gorodnova@geoosnova.ru), Петербургский государственный университет путей сообщения

Влияние нового строительства на подземные сооружения

Рассмотрены проблемы, связанные с передачей дополнительных нагрузок от проектируемых сооружений на грунтовое основание, со сформированным напряженно-деформируемым состоянием. Представлены результаты численного анализа влияния нового строительства на подземные сооружения на примерах нескольких объектов, реализованных в Польше (туннели и станции метро в Варшаве) и России (магистральные коллекторные туннели Санкт-Петербурга).

Ключевые слова: подземные сооружения, влияние нового строительства, численный анализ, метод конечных элементов, верификация геотехнических параметров грунта.

Для оценки взаимодействия между фундаментом и основанием необходимо оценить состояние грунтов на значительную глубину, которая часто превышает глубину бурения во время геологической разведки. Опыт показывает, что для более глубоких слоев грунта можно ожидать более высоких значений прочностных свойств из-за значительного влияния консолидации и более высоких значений эффективных напряжений. Вместе с увеличением глубины ниже уровня подошвы фундамента будут уменьшаться и деформации. Для так называемых «малых деформаций» значения модулей деформации больше, чем для областей с большими деформациями.

Как правило, при отсутствии достаточного числа параметров для использования сложных моделей грунтов, проектировщик полагается на расчеты, базирующиеся на решениях Кулона-Мора или Друкера-Прагера, закладывая постоянное значение модуля упругости/деформации ($E=const$).

Определение модулей деформации для малых деформаций можно получить геофизическими методами, например с помощью микросейсмики, или установив зависимость деформация-напряжение в приборах трехосного сжатия, с точным измерением (пьезоэлектрические элементы) в диапазоне малых деформаций. К сожалению, при инженерных изысканиях это очень редко применяется. Поэтому

в численных расчетах оснований фундаментов глубокого заложения, основанных на теории малых деформаций, иногда пользуются изменением значений параметров для слоев грунта, находящихся на значительной глубине.

Объекты, выполненные в Санкт-Петербурге

При возведении зданий и сооружений над линиями магистральных канализационных коллекторов Санкт-Петербурга проводятся работы по анализу и расчетно-теоретическому обоснованию возможности указанного строительства.

Российские строительные нормы СН 456–73 «Нормы отвода земель для магистральных водоводов и канализационных коллекторов» устанавливают ширину полос земель для магистральных водоводов и канализационных коллекторов, а также размеры земельных участков для размещения колодцев и камер переключения указанных водоводов и коллекторов. Полосы земель для магистральных подземных водоводов и канализационных коллекторов необходимы для временного краткосрочного пользования на период их строительства, а земельные участки для размещения колодцев и камер переключения – для бессрочного (постоянного) пользования. Таким образом, действующие нормы не препятствуют использованию территории над туннелями, но требуют гарантий их сохранности.

Таблица 1

№ слоя	Грунт	Модуль деформации, Е, кПа	Коэффициент Пуассона, ν	Удельный вес, γ , кН/м ³	Удельное сцепление, с, кПа	Угол внутреннего трения, ϕ , град.
1	Насыпные грунты	1000	0,3	17	1	15
2	Песок мелкий	11000	0,3	19,4	2	26
3	Суглинок	5000	0,35	18,2	6	7
4	Суглинок	6500	0,35	19	8	9
5	Супесь	20000	0,3	21,8	40	26
6	Супесь	30000	0,3	22,8	70	30
7	Суглинок	45000	0,42	20,7	104	15
8	Суглинок	100000	0,42	21,2	310	27

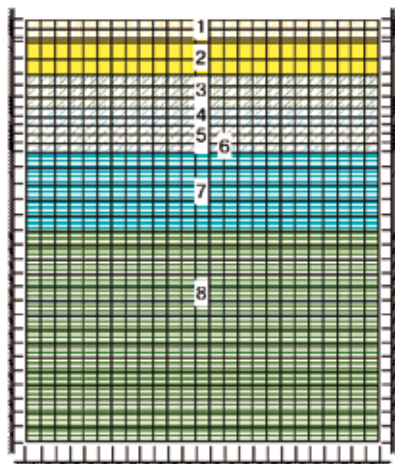


Рис. 1. Расчетная схема расположения грунтов в разрезе и результаты расчета напряжений по программе «Геомеханика»

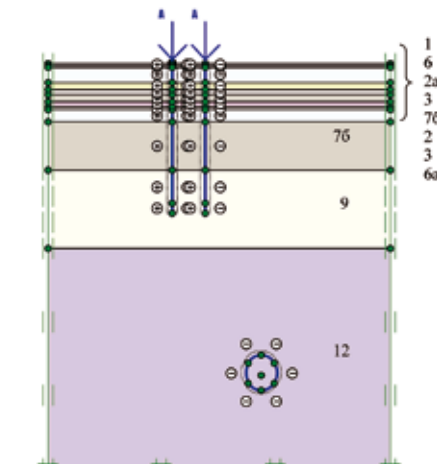
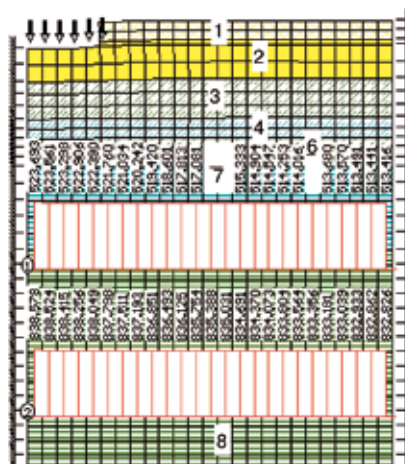


Рис. 2. Расчетная схема расположения грунтов в разрезе в программе «PLAXIS»

При анализе геотехнических ситуаций, связанных со строительством зданий и сооружений над магистральными коллекторами города, учитывались следующие основные принципы сохранности туннелей: дополнительные нагрузки на обделку туннеля не должны превышать допустимых с учетом коэффициентов надежности СНиП 2.06.09–84 «Туннели гидротехнические»; невозможность сверхдопустимых динамических воздействий; недопустимость вероятности повреждения обделки туннелей при работах нулевого цикла.

Для оценки величины дополнительных нагрузок на обделку туннелей выполнены расчеты полей напряжений методом конечных элементов [1], а также с использованием программного комплекса «Plaxis». Ввиду протяженной формы зданий и сооружений расчеты выполнялись в плоской постановке.

Жилой дом с подземным паркингом по ул. Депутатская. При строительстве протяженного трехэтажного жилого дома с подземным паркингом необходимо было обеспечить сохранность и безаварийную работу двух канализационных коллекторных туннелей, расположенных непосредственно под пятном застройки. Основные характеристики грунтов принятые, на основе результатов инженерно-геологических изысканий, выполненных на площадке строительства, представлены в табл. 1.

Здание имеет плитный фундамент с глубиной заложения подошвы 2,5 м ниже уровня поверхности земли. Давление по подошве плиты, передаваемое на грунт основания, составляет 72 кПа. Один из коллекторов диаметром 1900×1830 мм расположен на глубине 25 м, другой, диаметром 3160×2450 мм, – на глубине 40 м (рис. 1).

Верхняя часть грунтового основания представлена слабыми четвертичными отложениями, а ниже залегает мощная толща твердых протерозойских пород (слой 8) с высоким модулем деформаций. Таким образом, оба туннеля расположены в толще прочных протерозойских глин.

Расчеты выполнялись в три этапа:

- на этапе I: расчет природных напряжений в грунтовой массе от сил тяжести. Природное давление грунта на глубине заложения верхнего туннеля составило 512 кПа, на глубине заложения нижнего туннеля – 830 кПа;
- на этапе II: моделирование откопки котлована до отметки низа подошвы фундаментной плиты здания;
- на этапе III: моделирование устройства фундаментной плиты и нагружения весом конструкций. В уровне подошвы фундамента на глубине 2,5 м приложена нагрузка от веса здания 72 кПа. Левая граница схемы на рис. 1 является плоскостью симметрии, и нагрузка приложена на половине ширины фундамента. Результаты решения приведены на рис. 1. Вертикальное давление грунта на глубине верхнего туннеля непосредственно под зданием 524 кПа (увеличилось на 2,1%). Соответственно на глубине нижнего туннеля давление под зданием 839 кПа (увеличилось на 1%).

Дополнительные вертикальные напряжения, которые появились в результате увеличения нагрузки от проектируемого здания, эквивалентны напряжениям, которые привели бы к увеличению глубины заложения туннелей на 0,5 м. Приrost напряжений на порядок меньше коэффициентов надежности, вводимых в расчет прочности обделок туннелей. Следовательно, сохранность туннелей будет обеспечена.

Таблица 2

№ слоя	Грунт	γ , кН/м ³	E, кПа	ν	c, кПа	φ , град.	Примечание
2	Пески пылеватые	19,5	11000	0,3	2	26	Данные инженерно-геологического отчета
2а	Торф	9,3	140	0,3	16	12	
3	Песок мелкий	19	23000	0,3	1	30	Данные инженерно-геологического отчета
6	Супесь пылеватая	21,3	11000	0,32	22	30	
6а	Супесь песчаная	19,6	7000	0,32	3	14	
76	Суглинки	18,9	5000	0,35	5	10	
9	Суглинки	18,2	4000	0,35	8	9	Данные инженерно-геологического отчета с уточнением «ЛенМетроГипротранс»
12	Глина	21,8	100000	0,35	75	19	

Динамические воздействия и повреждение обделки туннелей при работах нулевого цикла исключены, так как здание имеет фундамент мелкого заложения, устраиваемый без динамических воздействий на удалении от туннеля свыше 15 м.

Строительство эстакады в районе пересечения ул. Савушкина и Приморского шоссе. Дорожная эстакада над магистральной трассой канализационного коллектора диаметром 5600×4900 мм. Магистральная трасса проложена в толще протерозойских пород на глубине 50 м. Проектируемая эстакада опирается на железобетонные опоры диаметром 1700 мм длиной 24 м с уширением на конце диаметром 2800 мм. Уширенная пятя расположена в толще озерно-ледниковых мягкопластичных и текучепластичных суглинков (слой 9). Сосредоточенная нагрузка на одну опору составляет 2000 кН.

Для оценки величины дополнительных нагрузок на нить коллектора выполнены расчеты напряженно-деформированного состояния по программе PLAXIS, реализующей метод конечных элементов в плоской постановке. Расчетная схема модели с учетом инженерно-геологического напластования грунтов основания приведена на рис. 2. Характеристики грунтов, принятые в расчетах, представлены в табл. 2.

Сваи промоделированы стержневыми элементами, так как они наиболее точно отражают работу железобетонных опор эстакады и их взаимодействие с грунтовым основанием. Жесткостные параметры ствола и уширенной пятя опоры заданы с учетом их диаметра 1700 мм и 2800 мм, соответственно. Коллектор смоделирован с использованием специальной опции – «туннели». Нагрузка на опоры задана в виде сосредоточенных сил (А), равных 2000 кН. При решении задачи вычислены значения вертикальных нормальных напряжений, действующих в уровне верха обделки коллектора, до устройства опор эстакады и после приложения к ним нагрузки, а также определены величины вертикальных деформаций обделки коллектора.

Расчеты выполнены в три этапа с контролем эффективных напряжений на обделке туннеля:

- этап I: определяющие природные напряжения от собственного веса грунтов;
- этап II: моделирование истории создания туннеля. После проходки туннеля значения полученных вертикальных деформаций обнулялись;
- этап III: определяющие напряжения в массиве основания после устройства опор эстакады и приложения к ним нагрузки.

В результате выполненных расчетов получены значения напряжений, действующих в уровне верха обделки коллектора до устройства опор эстакады и после, представленные в табл. 3. Величина вертикальной деформации обделки коллектора после устройства опор эстакады и приложения нагрузки приведена в табл. 4. Изополя вертикальных нормальных напряжений представлены на рис. 3.

Таблица 3

Point C	Sum-MloadA	Sig'-yy, кН/м ²
1	0	-747,00
2	2000	-764,77

Таблица 4

Point A	Sum-MloadA	Uy, м
1	2000	0,00053

Дополнительное напряжение на обделку туннеля составило 2,3% < 10% от первоначального значения и не превышает установленный СНиП 2.06.09 84 коэффициент надежности по нагрузкам $\gamma_f=1,1$ (от веса всей толщи грунтов над туннелем). Таким образом, строительство эстакады не представляет опасности для дальнейшей эксплуатации туннеля. В период строительства эстакады планируется проведение геотехнического мониторинга, на основании которого можно будет произвести сравнительный анализ.

Объекты, выполненные в Варшаве

Для описываемых объектов численный анализ выполнен при использовании программы ГИДРО-ГЕО (HYDRO-GEO), которая разработана и поддерживается Варшавским политехническим университетом [2]. При наличии традиционных геотехнических свойств грунта для расчетов применяется упруго-пластическая модель, основанная на условии пластичности Кулона-Мора. Расчеты выполняются в плоской постановке. Дискретизация модели достигается

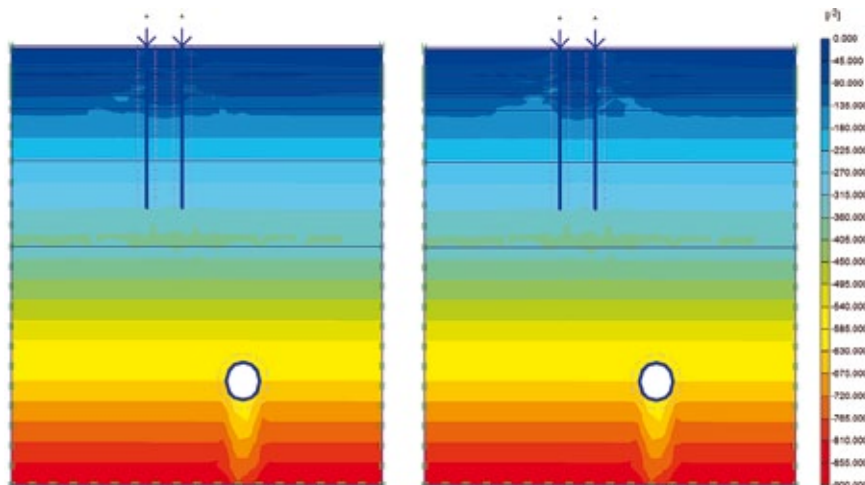


Рис. 3. Результаты определения напряжений в программе «PLAXIS»

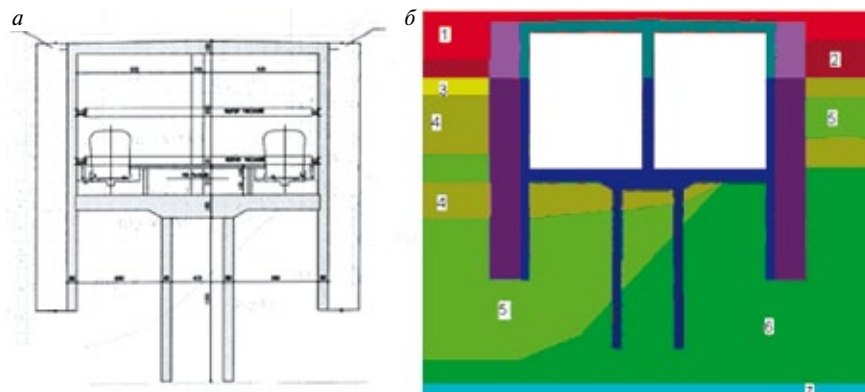


Рис. 4. Схема принятого способа устройства фундаментов станции метро А17 «Гданьский Вокзал» (а) и расчетная схема с указанием материалов, принятых в расчетах (б)

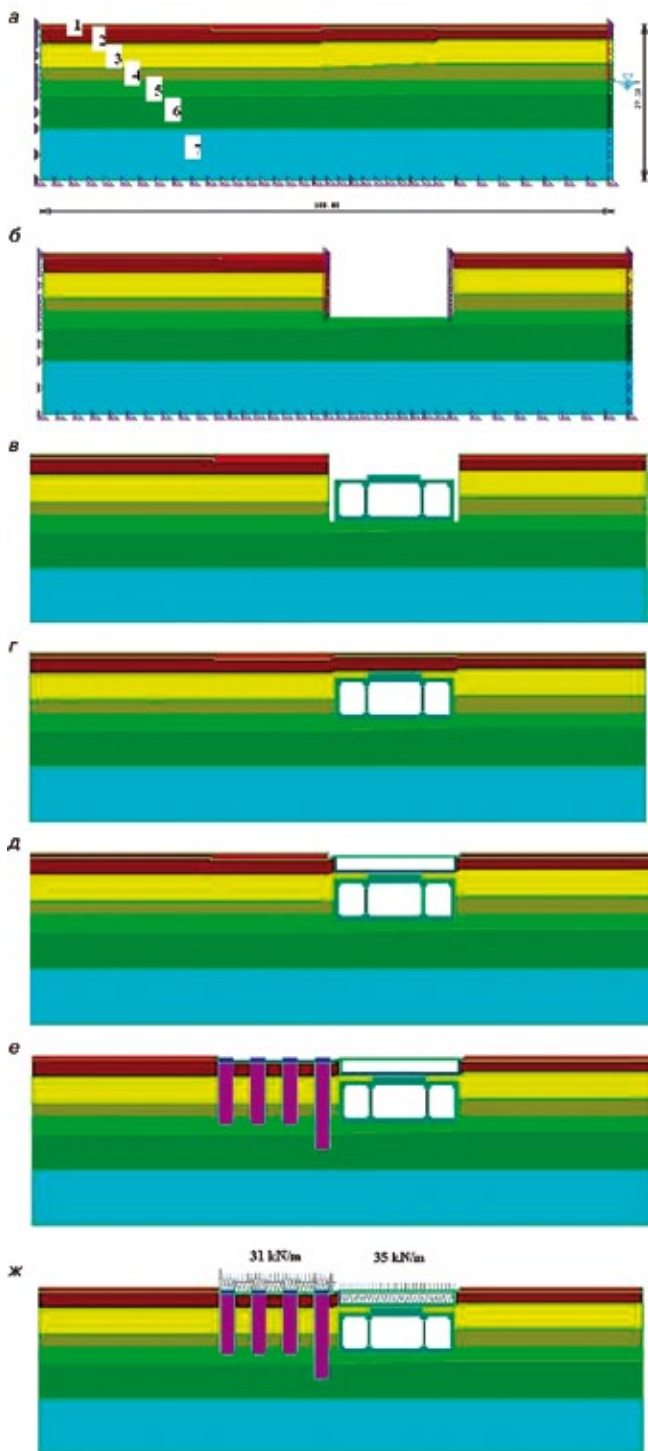


Рис. 5. Схемы зон материалов и этапы расчетов МКЭ: а – I этап; б – II этап; в – III этап; г – IV этап; д – V этап; е – VI этап; ж – VII этап

за счет использования шестиузловых изопараметрических треугольных элементов с функцией формы второй степени. При анализе использованы расчетные свойства материалов. Их значения были изменены в соответствии с увеличением глубины ниже уровня земли на основе зависимости, установленной в ходе проверки результатов других расчетов с помощью обратного анализа.

Станция метро А17 «Гданьский вокзал». Численный анализ выполнен для станции метро А17 «Гданьский вок-

зал»; здания, которое планируется построить непосредственно над станцией и подземного перехода, находящегося в районе станции [3, 4]. Расчеты касались выбора способа выполнения работ и учета взаимного влияния конструкций. В представленном примере величина перемещений головки рельса не должна была превышать определенных допустимых значений, которые не угрожали бы непрерывному движению поездов.

Для удовлетворения описанных условий предусмотрено выполнение в определенных осях станции «стен в грунте» с локально увеличенными сечениями (использованы так называемые тавровые секции), представляющими интегральную конструктивную часть (рис. 4).

Перечень выделенных геотехнических слоев (Геологический Институт, 1998. Геотехнический отчет о геологоразведке трассы метро на участке А16–А18 для проектирования и строительства метро. Варшава) и предлагаемые характерные величины модулей E (PN-81/B-03020 «Grundy budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie») представлены в табл. 5.

Численное моделирование выполнено для станции в шесть этапов, в последующих двух проведены расчеты для подземного перехода:

- этап I: расчет напряжения от собственного веса грунта;
- этап II: моделирование «стен в грунте», а потом котлована посредством исключения элементов до принятой отметки дна фундаментной плиты, оставлена плита перекрытия и введены распорки;
- этап III: моделирование фундаментной плиты станции, где нагрузкой является собственный вес плиты (объемный вес бетона $\gamma=25 \text{ кН/м}^3$);
- этап IV: добавление дополнительных элементов в виде возведенных столбов, и задается нагрузка от гидростатического давления;
- этап V: добавление нагрузок от других конструктивных элементов станции;
- этап VI: добавление нагрузок от 10-этажного здания в виде сил, действующих на столбы и «стену в грунте»;
- этап VII: моделирование выполнения «стен в грунте» подземного перехода, а затем выполнение плиты перекрытия;
- этап VIII: оставлена плита и выполнен котлован (методом извлечения грунта из-под перекрытия) посредством исключения элементов до проектной отметки дна фундаментной плиты, моделирование выполнения фундаментной плиты.

После выполнения конструкций станции проведен обратный численный анализ с целью верификации принятых в расчетах параметров материалов. Этот процесс проведен на основе существующего мониторинга перемещений. Начальные параметры грунтов приняты в соответствии с инженерно-геологической документацией, а также работой «Анализ осадок конструкции метро Гданьский вокзал» [5]. В следующих приближениях изменены величины модулей деформаций в определенных слоях грунта до получения в численных расчетах перемещений фундаментной плиты, схожих с полученными при измерениях «in situ». Таким образом проведено тарирование численной модели. Увеличивая величину модулей в очередных приближениях, опираясь на предпосылки теории «малых деформаций», для которых значения модулей деформаций больше, чем в пределах больших деформаций [6]. Полученные результаты при-

Таблица 5

№ слоя	Название грунта	Отметка кровли слоя ниже поверхности земли, м	Модуль деформаций E, кПа		
			Геотехнический отчет	Метод сравнения	Обратный анализ
1	Насыпной слой*	0	40 000	40 000	40 000
2	Мелкие и пылеватые пески выше уровня воды*	4	60 000	60 000	60 000
3	Мелкие и пылеватые пески ниже уровня воды*	5	60 000	60 000	60 000
4	Супеси, мелкие и пылеватые пески	10	53 000	100 000	179 000
5	Глина	15	30 000	60 000	107 000
6	Суглинок	13	47 000	80 000	143 000
7	Плиоценовая глина	30	26 000	150 000	210 000

* Параметры без модификации. Модифицированы значения параметров материалов находящихся ниже 5 м от уровня земли.

Таблица 6

№ п/п	Наименование грунта	Отметка кровли слоя, м	Модуль E, по изысканиям, кПа	Модуль E расчетный, кПа
1	Мелкие и пылеватые пески*	0	50 000	50 000
2	Суглинки, супеси*	0,8	40 000	40 000
3	Суглинки, супеси*	3,5	47 000	47 000
4	Мелкие пески выше уровня воды	7,6	50 000	70 000
5	Мелкие пески ниже уровня воды	11	50 000	100 000
6	Средние и крупные пески ниже уровня воды	12,5	80 000	170 000
7	Средние и крупные пески ниже уровня воды, глубоко залеженные грунты	18,3	80 000	255 000

* Параметры без модификации. Модифицированы значения параметров материалов находящихся ниже 5 м от уровня земли.

введены в таблице 5. Изменение параметров касалось только слоев грунта 4, 5, 6, 7, находящихся в пределах «малых деформаций», т. е. ниже 1E-04.

В табл. 5 в колонке «Геотехнический отчет» указаны модули, определенные на основе геологической разведки, в колонке «Метод сравнения» указаны модули, использованные авторами работы [5] на основе опыта при реализации схожих объектов, а в третьей колонке представлены модули, полученные с помощью обратного анализа [3, 4]. Используя параметры грунтов, полученные с помощью обратного анализа, проведены сравнительные расчеты для разных концепций выполнения фундаментов станции. Расчеты подтвердили, что вариант, который был принят к реализации, оказался самым лучшим с точки зрения безопасности для выполнения фундаментов станции и подземного перехода.

Паркинг в районе станции метро А7 «Вилановска».

Целью расчетов являлся анализ деформаций основания и конструкции станций метро, которые могли бы выступить как следствие постройки паркинга Р+Р в районе станции метро. Определялось влияние проектируемого сооружения на перемещения головки рельсов основных и запасных путей туннелей метро, величины которых позволяли бы сохранить непрерывное движение поездов.

Гараж спроектирован в виде железобетонной монолитной конструкции с легкими стальными элементами перекрытия, а также одноярусной стальной конструкцией, размещенной непосредственно над станцией метро. В расчетах принято во внимание взаимодействие фундаментной плиты, групп свай и монолитного технического этажа, который находится непосредственно над туннелями метро.

В разработанной модели использовано геологическое строение территории, установленное на основе геологической разведки. Параметры материалов приняты на основании инженерно-геологической документации, а также в соответствии с PN-81/B-03020. При выполнении расчетов для

материалов, находящихся на значительной глубине, приняты увеличенные в несколько раз по отношению к полученным при изысканиях модули E. Модификация сделана на основе зависимости, полученной в процессе верификации результатов других расчетов, используя измеренные перемещения в районе рассматриваемых объектов. Некоторые параметры отдельных материалов, находящиеся в анализируемом разрезе, представлены в таблице 6. Номера материалов в таблице соответствуют нумерации, представленной в схемах (рис. 5).

В процессе расчетов воспроизведена история развития напряжений в основании, приняты во внимание изменения, возникающие из-за выполнения более ранних объектов, таких как туннели метро, а потом моделировалось строительство гаража. Расчеты проведены в семь этапов, представленных на рис. 5:

- этап I: сгенерированы начальные напряжения и давление воды в порах грунта, возникающие от напластования слоев грунта и положения уровня грунтовых вод, зафиксированного в анализируемой секции. Расположение слоев грунта и уровня грунтовых вод принято в соответствии с инженерно-геологическим отчетом (рис. 5, а).
- этап II: численное моделирование котлована, удаление элементов до отметки подошвы фундаментной плиты туннелей метро -11 м ниже уровня земли (рис. 5, б).
- этап III: выполнение моделирования строительства железобетонной конструкции туннелей метро (рис. 5, в). В модель заложены элементы, описывающие геометрию туннелей. Нагрузкой являлся собственный вес элементов, при $\gamma=24 \text{ кН/м}^3$.
- этап VI: восстановление нагрузки от обратной засыпки туннелей метро до уровня земли (рис. 5, г). Модель дополнена элементами восстанавливающими слои грунтов, находящимися непосредственно около и над туннелями. Нагрузкой являлся собственный вес элементов.

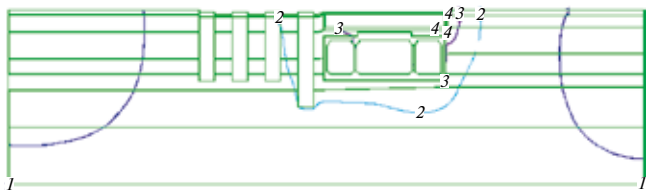


Рис. 6. Вертикальные перемещения на предпоследнем этапе расчетов: 1 – перемещение 0 мм; 2 – перемещение +1 мм; 3 – перемещение +2 мм; 4 – перемещение +3 мм

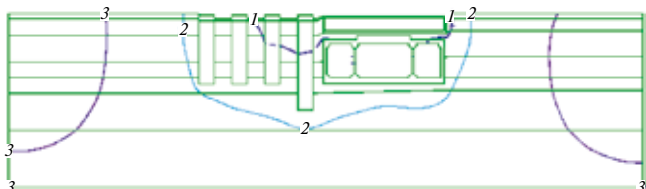


Рис. 7. Вертикальные перемещения на последнем этапе вычисления: 3 – перемещение 0 мм; 2 – перемещение -1 мм; 1 – перемещение -2 мм

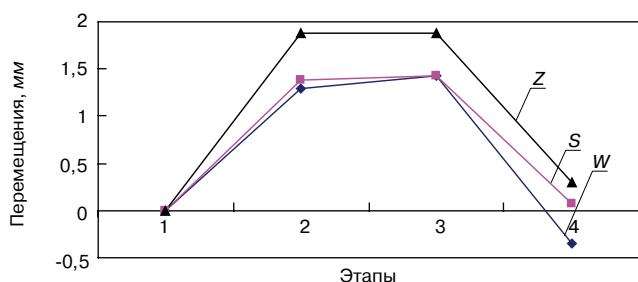


Рис. 8. Вертикальные перемещения на последних этапах вычисления

- этап V: выполнение моделирования котлована над туннелями метро до уровня подошвы плиты технического этажа, а затем устройство самой плиты, стен и перекрытия конструкции «коробки» (рис. 5, д).
- этап VI: моделирование устройства котлована до уровня заложения плиты, а затем свай и фундаментной плиты под частью здания в непосредственной близости от туннелей метро (рис. 5, е).
- этап VII: добавление нагрузок, возникающих в связи с осуществлением строительства гаража (рис. 5, ж). Нагрузка в модель заложена в форме полосовой нагрузки. На рис. 6 показана схема объекта и изолинии вертикальных перемещений, изображенные с интервалом 0,001 м и полученные в предпоследней стадии расчетов (рис. 5, е). На рис. 7 показана схема объекта и вертикальные перемещения на последнем этапе вычисления (рис. 5, ж).

На рис. 8 представлены перемещения основания пути в восточном (W); среднем (S) и западном (Z) туннелях на последней стадии вычислений.

В процессе реализации инвестиции проводился мониторинг перемещений основания пути. Получена высокая сходимость измерений с результатами расчетов. Расчетные перемещения отличались от измеренных на 16–24% при условии, что геодезические измерения являются безошибочными и не существовало различия в графике выполнения объекта и стадиями расчетов. Достигнуто это благодаря увеличению геотехнических параметров грунтов, находящихся на значительной глубине, по сравнению с параметрами, полученными при изысканиях. Изменения сделаны на основе зависимости, которая определена в процессе ве-

рификации с помощью обратного анализа результатов других расчетов, выполненных в схожих грунтовых условиях.

Таким образом, при проектировании и возведении строительных объектов в сложных условиях (сложные инженерно-геологические условия, близость существующих зданий, глубокие котлованы и т. д.) нельзя полагаться на стандартные испытания параметров грунтов и нормативные методы статических расчетов.

Совместный анализ фундаментов глубокого заложения с окружающим грунтом является задачей, обусловленной многими факторами, среди которых необходимо учитывать техническое состояние существующих конструкций, особенности инженерно-геологических условий, способ определения параметров грунта и т. п.

На безопасную эксплуатацию подземного сооружения и его дальнейшую безаварийную работу будут влиять значения дополнительных перемещений, которые могут возникнуть в связи с дополнительными нагрузками и возможными изменениями в схеме работы конструкций.

Взаимодействие объекта с основанием распространяется на значительную глубину (зачастую превышающую глубину геологических изысканий). Опыт показывает, что слои грунта, расположенные на большой глубине, характеризуются более высокими значениями геотехнических параметров, главным образом из-за предуплотнения.

При рассмотрении практических вопросов возведения объектов необходимо проверять результаты численных расчетов с измеренными значениями перемещений.

Обратный анализ на основе существующего мониторинга перемещений позволяет проверить параметры грунта, схемы и стадии реализации объекта, принятые в расчетах.

Параметры глубоко залегающих слоев грунта, определенные на основе обратного анализа, могут быть в несколько раз выше по сравнению с принятыми на основе стандартных изысканий и норм.

Нестандартные методы расчета (численное моделирование) вынуждают развивать систему мониторинга и использовать современные методы исследований грунтов.

Список литературы

1. Фадеев А.Б., Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра. 1987. 221 с.
2. Dłużewski J. M., «HYDRO-GEO» – program metody elementów skończonych dla geotechniki, hydrotechniki i inżynierii środowiska. Warszawa: Oficyna Wydawnicza PW. 1997. 118 p.
3. Chmielewski A., Dąbrowski H., Popielski P., Stankiewicz G., Zalewski P., Modele numeryczne konstrukcji posadowienia stacji metra A17 «Dworzec Gdański» // Konferencja Naukowo – Techniczna nt.: «Metody numeryczne do projektowania i analizy konstrukcji hydrotechnicznych». Korbeltów. 2004. Pp. 72–79.
4. Popielski P., Stasiński J. Zastosowanie pakietu HYDRO-GEO w geotechnice i hydrotechnice, dokładność obliczeń numerycznych analiza wstecz, XX Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji 2005. Pp. 235–259.
5. Dłużewski J.M., Grabowski Z., Siemińska-Lewandowska A., Analiza osiadań konstrukcji metra dworzec Gdański, Geotechnika – Janusz Dłużewski. Warszawa. 2001. 40 p.
6. Georgiannou V.N., Rampello S., Silvestri F., Static and Dynamic measurements of undrained stiffness on natural over-consolidated clays // Proc. 10th Firenze, 1991. Vol. 1.

УДК 624.139

В.Н. ПАРАМОНОВ, д-р техн. наук, Петербургский государственный университет путей сообщения; И.И. САХАРОВ, д-р техн. наук, М.В. ПАРАМОНОВ, инженер (_dzirt_@mail.ru), Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет

Процессы промерзания и оттаивания при устройстве подземных и заглубленных сооружений

Приведены примеры численных расчетов напряженно-деформированного состояния с использованием известной программы «Termoground» системы «промерзающее основание – крепление котлована» во времени, а также влияние процесса оттаивания ледопородного цилиндра после устройства наклонных ходов метрополитена на окружающий массив грунта и наземные сооружения.

Ключевые слова: промерзание, оттаивание, пучение, осадка, ледопородный цилиндр.

Сезонные явления промерзания и оттаивания грунтов характерны для многих стран мира. В настоящее время ограждение глубоких котлованов для подземных этажей зданий выполняется в шпунте, а в случае невозможности его погружения – с помощью стен из свай, выполняемых, в том числе, по струйной технологии. Вместе с тем при длительных сроках работ нулевого цикла, а также при перерывах в строительстве, если котлован не законсервирован на зимний период, наблюдается промерзание грунта за контуром ограждения.

Искусственное замораживание грунтов широко использовалось в 1930–1950-х гг. прошлого века в СССР для крепления стен глубоких котлованов. И хотя для отмеченных целей искусственное замораживание практически уже не

применяется, для устройства тоннелей и, в частности, наклонных ходов метрополитена эта технология используется и поныне, а в слабых водонасыщенных грунтах Санкт-Петербурга является фактически безальтернативной.

Таким образом, искусственное или естественное промерзание и оттаивание грунтов достаточно часто имеет место при строительстве подземных (тоннели) или заглубленных (глубокие подземные этажи зданий) сооружений. При этом толщина ледопородного цилиндра в случае устройства наклонного тоннеля метрополитена стандартного размера составляет около 2,5 м, а промерзание грунта за вертикальной стеной ограждения котлована по окончании зимнего периода в Санкт-Петербурге может превы-

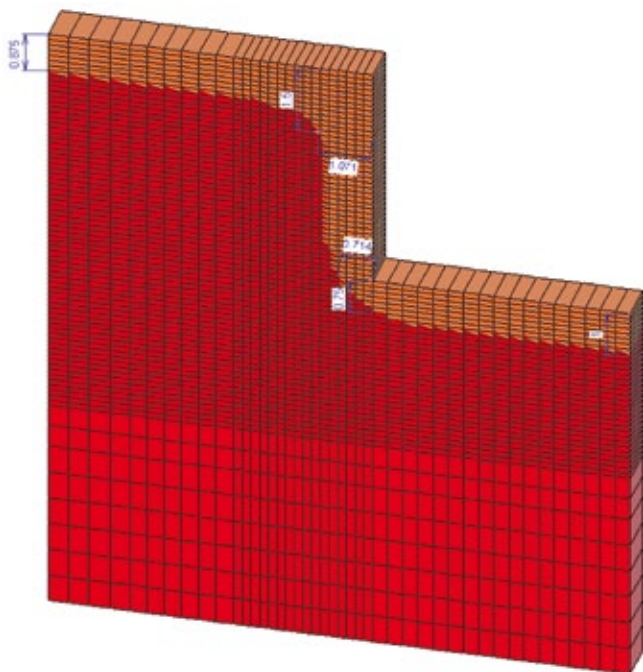


Рис. 1. Максимальная глубина промерзания вдоль контура выемки (шпунтовое ограждение и распорное крепление не показаны, зона талого грунта показана красным цветом)

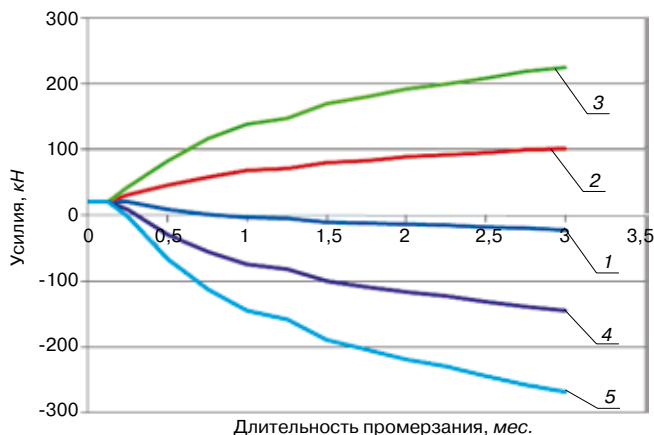


Рис. 2. Графики изменения усилий в распорке в ходе промерзания в зависимости от величины коэффициента анизотропии пучения Ψ : 1 – $\Psi=0$; 2 – $\Psi=0,5$; 3 – $\Psi=1$; 4 – $\Psi=-0,5$; 5 – $\Psi=-1$

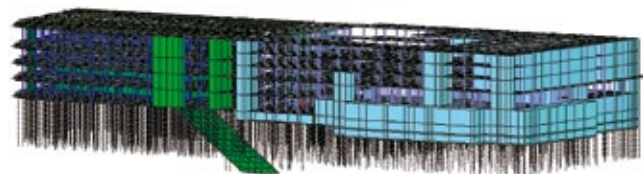


Рис. 3. Положение проектируемого здания относительно наклонного хода метрополитена

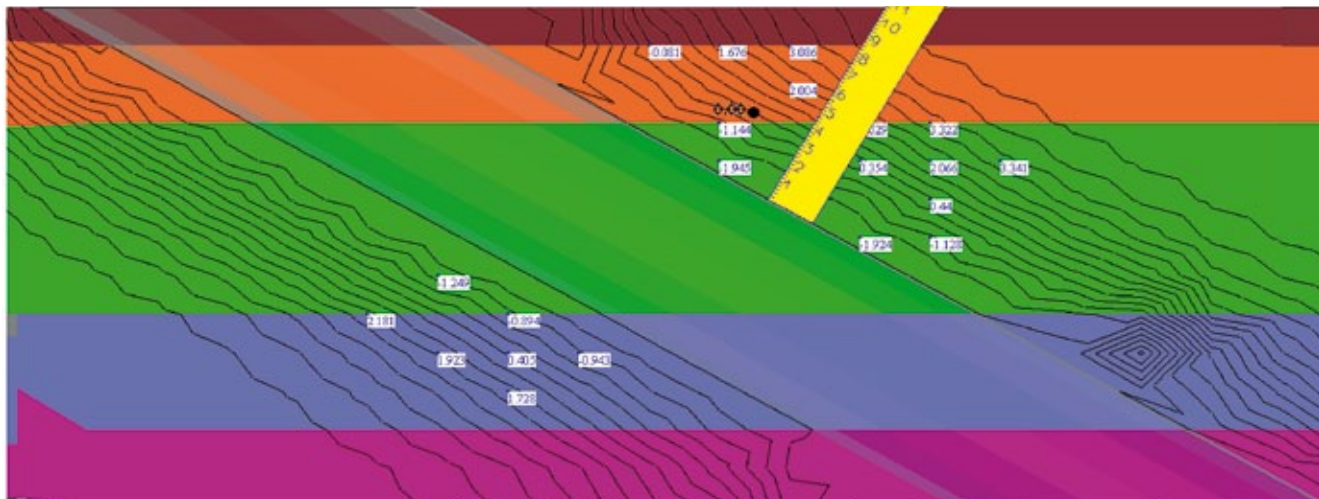


Рис. 4. Изолинии температуры в грунте (°C) на момент окончания процесса замораживания грунта

шать 1 м. Эти величины являются существенными, что требует рассматривать напряженно-деформированное состояние (НДС) в системе «сооружение – основание» и учитывать его изменения в расчетах.

Промерзание грунтов за контуром ограждения котлованов, как правило, приводит к росту усилий в элементах крепи. При использовании искусственного замораживания в

строительстве наклонных эскалаторных тоннелей метрополитена основной проблемой являются осадки при оттаивании, при которых в деформации зачастую вовлекаются застроенные территории.

Порядок величин усилий и деформаций, характерных для вышеописанных явлений, ясен из следующего. Экспериментально замеренные дополнительные усилия, развивающиеся в элементах крепи могут на 30% и более превышать их величины до начала промерзания [1]. Максимальная величина осадки по оси наклонного хода по натурным измерениям в Санкт-Петербурге может превышать 50 см. Отмеченные усилия и деформации являются значительными и требуют заблаговременной расчетной оценки.

Ниже излагаются некоторые примеры расчетов усилий при промерзании грунта за контуром ограждения котлована и осадки при оттаивании ледопородных цилиндров, деградирующих после устройства эскалаторных тоннелей в Санкт-Петербурге. В расчетах использовалась известная программа «Termoground», разработанная геотехниками ГК «Геореконструкция» [1]. Программа хорошо зарекомендовала себя при решении температурных задач, а также в совместных расчетах НДС для зданий и сооружений при промерзании и оттаивании грунтов основания.

На рис. 1 приведена расчетная схема котлована в Санкт-Петербурге, ограждение которого представлено шпунтовой стенкой с распорками в верхней зоне. На рисунке отмечен контур зоны максимального промерзания, достигающего в горизонтальном направлении в холодный период 1,5 м. Заметим, что из строгого решения температурной задачи видно, что мощность промерзающего слоя может изменяться по толщине до 2 раз. В рассматриваемом случае с ростом толщины промерзающего слоя при определенных условиях, в зависимости от значений коэффициента анизотропии пучения, усилия в распорке могут на порядок превышать усилия в ней, вызванные активным давлением грунта (рис. 2).

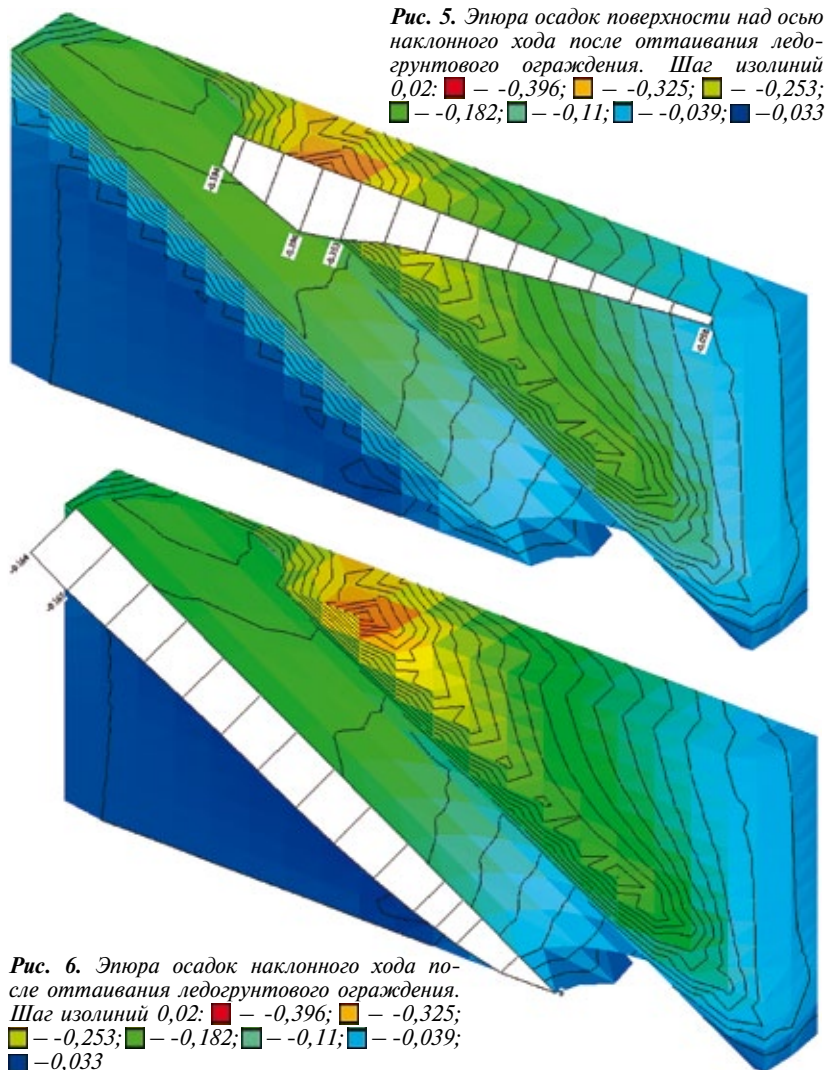


Рис. 5. Эюра осадок поверхности над осью наклонного хода после оттаивания ледогрунтового ограждения. Шаг изолиний 0,02: ■ -0,396; ■ -0,325; ■ -0,253; ■ -0,182; ■ -0,11; ■ -0,039; ■ -0,033

Рис. 6. Эюра осадок наклонного хода после оттаивания ледогрунтового ограждения. Шаг изолиний 0,02: ■ -0,396; ■ -0,325; ■ -0,253; ■ -0,182; ■ -0,11; ■ -0,039; ■ -0,033

Ниже рассмотрен пример возведения здания над строящимся наклонным ходом станции метро Фрунзенского радиуса в Санкт-Петербурге. При устройстве наклонного хода применялось рассольное замораживание с температурой хладагента не ниже -25°C . Проектная температура на внешнем контуре ледогрунтового ограждения составляла не выше -2°C .

Сформированное ледогрунтовое сооружение представляет собой полый цилиндр с наружным диаметром 16 м, внутренним диаметром 11 м. Из опыта предполагается, что срок растепления массива до фоновых температур составляет 2–5 лет.

После проходки наклонного хода и оттаивания ледогрунтового ограждения, по данным наблюдений по большинству объектов в Санкт-Петербурге, максимальная осадка дневной поверхности обычно приурочена к пятну строительства здания вестибюля. При проектировании комплекса зданий над выходом станции метро рекомендовано учесть зону опасных деформаций над эскалаторным тоннелем. Рекомендовано также учесть, что активный период развития деформаций земной поверхности со скоростью оседания более 10 мм в месяц начнет проявляться спустя 6–12 мес. после окончания пассивного замораживания и будет продолжаться в течение 1,5–2 лет. Затухающая стадия осадок продолжается еще в течение 3–4 лет.

Авторами выполнено моделирование процессов промерзания–оттаивания грунта при устройстве наклонного хода. Поскольку лабораторные исследования грунтов с установлением специальных характеристик оттаивания не выполнялись, расчет выполнен с использованием модели Киселева, когда оценка деформаций выполняется с использованием физических характеристик грунтов.

В расчетах рассматривался процесс замораживания в течение 10 мес. и далее в течение 5 лет процесс оттаивания грунта. В нижней части разреза залегают непучинистоопасные песчаные отложения и твердые глины венда, которые относятся к непучинистоопасным грунтам, поэтому нижняя граница расчетной схемы ограничена слоями грунта, в которых возможны деформации пучения и оттаивания.

Фрагмент расчетной схемы со взаимным расположением проектируемого здания и наклонного хода показан на рис. 3.

Первоочередным в исследовании таких сооружений является расчетное установление зон промерзания основания в разных местах. Для этого должна решаться температурно-влажностная задача, позволяющая оценивать процесс промерзания во времени. Эта и последующие задачи решаются в пространственной постановке, что обеспечивает корректность решения.

На рис. 4 показаны изолинии температуры грунта на момент окончания замораживания (через 10 мес.). Общая толщина замороженного грунта с температурой ниже нуля, по расчету, составляет 3 м. На рис. 4 показана нулевая изотерма и линейкой отмечено расстояние от нее до контура будущей обделки.

Процесс оттаивания грунта, по расчету, практически полностью заканчивается через год после окончания замораживания. При этом максимальная расчетная осадка поверхности грунта при оттаивании составила 39,6 см, что яв-

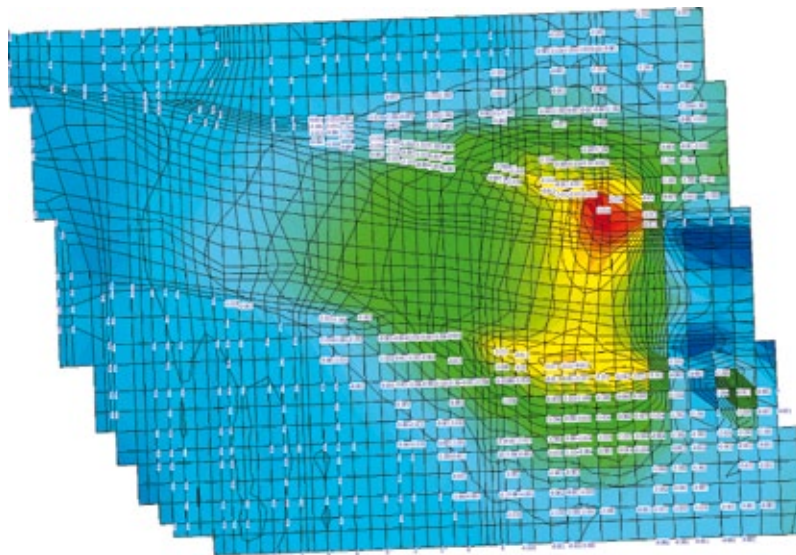


Рис. 7. Осадки здания от влияния оттаивания ледогрунтового ограждения. Шаг изолиний 0,001: ■ — $-0,016$; ■ — $-0,012$; ■ — $-0,008$; ■ — $-0,004$; ■ — 0 ; ■ — $-0,004$

ляется близкой к регистрируемым в соответствующих грунтовых условиях Санкт-Петербурга. Осадка приурочена к участку, примыкающему к выходу из вестибюля станции, что также соответствует многим экспериментальным данным. На рис. 5 показана эпюра осадок поверхности по оси тоннеля. Максимальная прогнозируемая осадка наклонного хода после оттаивания составляет 16,4 см (рис. 6).

Поскольку дата начала строительства проектируемого здания была неизвестна, в расчетах рассмотрена наиболее невыгодная ситуация – строительство здания совпадает с моментом начала оттаивания замороженного грунта.

На рис. 7 показаны конечные осадки здания после оттаивания грунта. Наибольшее влияние оттаивание оказывает на сваи, расположенные вдоль наклонного хода и вестибюля. Максимальная расчетная осадка здания от влияния оттаивания грунта составила 1,6 см.

Следует повторить, что рассмотрены наихудшие условия ввода здания в эксплуатацию до момента начала оттаивания грунта. Фактически же на момент выполнения расчетов процесс оттаивания уже начался, поэтому фактические осадки здания от влияния размораживания будут несколько меньше рассчитанных.

Таким образом, конечноэлементные расчеты способны учитывать любые сложности в напластованиях грунтов, отражать режимы замораживания и оттаивания и т. п., что позволяет использовать их при оценке НДС трехмерных массивов, вмещающих различные сооружения.

Список литературы

1. Мельников А.В., Васенин В.А. Оценка горизонтального давления морозного пучения грунта на ограждение котлована. Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции //Сб. трудов науч.-тех. конф. 10–12 октября 2010. СПбГАСУ. С. 376–380.
2. Kudryavtsev S.A., Sakharov I.I., Paramonov V.N. Numerical forecast of freezing, heave and thawing of soils under footings in three-dimensional mode. Permafrost engineering. Proceeding of the fifth International symposium on permafrost engineering (2–4 September 2002, Yakutsk, Russia). Yakutsk: Permafrost Institute Press, 2002. Vol. 1. Pp. 198–202.

ОСНОВА СОЗИДАНИЯ



ЦЕМЕНТ ЕВРОПЕЙСКОГО КАЧЕСТВА

Подробная информация:

8-800-700-63-63

www.eurocement.ru

ЕВРОЦЕМЕНТ груп

международный промышленный холдинг по производству строительных материалов

39,2 млн тонн/год | 16 цементных заводов в России, Украине и Узбекистане

26 карьеров по добыче нерудных материалов | 1,8 млрд м³ запасов нерудных материалов

ЕВРОБЕТОН

- 10 млн м³ бетона в год
- заводы ЖБИ

**ОТДЕЛ ПО ПРОДАЖЕ
НАВАЛЬНОГО ЦЕМЕНТА:**

Тел.: +7 (495) 737-55-04

ЕВРОЦЕМЕНТ ресурс

- специализированная компания
по закупкам и поставкам МТР

**ОТДЕЛ ПО ПРОДАЖЕ
ТАРИРОВАННОГО ЦЕМЕНТА:**

Тел.: +7 (495) 737-55-03

Транспортная компания

- собственные авто- и ж/д перевозки

**ОТДЕЛ
ТРАНЗИТНЫХ ПРОДАЖ:**

Тел.: +7 (495) 737-55-00

ОПАСАЙТЕСЬ ПОДДЕЛОК

Международная выставка городских технологий

CityBuild
ГОРОДСКИЕ ТЕХНОЛОГИИ

**ВНЕДРЕНИЕ НОВЕЙШИХ
ТЕХНОЛОГИЙ ДЛЯ РАЗВИТИЯ
СОВРЕМЕННЫХ ГОРОДОВ**

16–18 октября 2012 года, Москва

Выставка проводится с 2007 года

Градостроительство.
Архитектура, проектирование,
реконструкция и эксплуатация

Энергосбережение городов

Решения для здоровья
горожан

Городской транспорт
и логистика

Информационно-
коммуникационные системы

www.city-build.ru

Организаторы:



Официальная поддержка:



Генеральный спонсор:



Генеральный партнер:



Партнеры:



РОССИЙСКИЕ ГЕОТЕХНИКИ ДЕМОНСТРИРУЮТ СОЮЗ НАУКИ И ПРАКТИКИ

2–3 июля 2012 г. в Белом зале Юсуповского дворца Санкт-Петербургского государственного университета путей сообщения состоялся Международный научно-практический семинар «Развитие городов и геотехническое строительство», приуроченный к юбилею совместной научной работы кафедры «Оснований и фундаментов» Санкт-Петербургского государственного университета путей сообщения (ПГУПС) и института «Геореконструкция» (ПИ «Геореконструкция»). Организаторами мероприятия выступили Санкт-Петербургский государственный университет путей сообщения (ПГУПС), институт «Геореконструкция» (Санкт-Петербург), Технический Комитет ТС 207 «Взаимодействие зданий и оснований и подпорные сооружения» ISSMGE, Президентская группа геотехнических компаний – корпоративных членов ISSMGE. Семинар посетили более 200 человек из 11 стран мира.

Российская геотехническая школа возникла в Санкт-Петербурге благодаря деятельности двух первых технических учебных заведений страны – горного института и института путейских инженеров. Дисциплины, которые в настоящее время охватывает понятие «геотехника», начали преподавать в последнем с 1816 г. Основополагающие труды в этой области принадлежат первому ректору путейского института А. Бетанкуру (1758–1824 гг.) и профессору В.И. Курдюмову (1853–1904 гг.). С институтом путей сообщения связано начало научной деятельности Н.М. Герсеванова (1879–1950 гг.), основателя НИИОСП в Москве. В стенах путейского института происходило формирование отечественной геотехнической научной школы благодаря вкладу таких выдающихся исследователей как Н.П. Пузыревский (1861–1934 гг.), В.А. Флорин (1899–1960 гг.), Н.Н. Маслов, В.Г. Березанцев (1911–1970 гг.).

На сегодняшний день кафедра «Оснований и фундаментов» ПГУПС – флагман петербургской геотехнической школы. Научные исследования в области механики грунтов, оснований и фундаментов, геотехнологий оказались востребованными благодаря союзу ученых и практиков: в повседневную проектно-испытательскую практику вошли такие понятия как геотехническое сопровождение строительства, геотехническое расчетное обоснование, мониторинг. Требования к ним определены в петербургских геотехнических нормах, основной труд по написанию которых (1998–2003 гг.) взяли на себя сотрудники кафедры и ПИ «Геореконструкция». Показателем эффективности этих региональных норм для обеспечения сохранности городской застройки является включение их основных положений в новую актуализированную редакцию общегосударственного свода правил.

Одним из главных научных и практических достижений современной петербургской геотехнической школы стало создание



Еще в 1810 г. во дворце Юсуповых разместился Институт инженеров путей сообщений императора Александра I. Первым руководителем института в должности генерального инспектора был А.А. Бетанкур. Спустя пятнадцать лет здание было предоставлено Министерству путей сообщения, которое оно занимало до 1918 г. В настоящее время в здании размещается экономический факультет ПГУПС. Также в здании расположен музей университета.

расчетного аппарата для учета взаимодействия оснований и сооружений. Современная система строительного законодательства и строительных норм базируется на принципе расчета зданий (сооружений) совместно с их основанием. Однако отсутствие программного инструментария для выполнения таких расчетов не позволяло выполнять эти требования на практике. Создание в 2002 г. программы «FEM models», способной решать пространственные физически и геометрически нелинейные задачи с учетом фактора времени



На семинар собрались коллеги-геотехники из многих стран мира. Основные темы, представленные в докладах участников: геотехника и проектирование; взаимодействие оснований и сооружений; сохранение исторических городов мира; подземное строительство. На семинаре выступили с приглашенными лекциями профессора В.М. Улицкий, Ж.-Л. Брийо (Президент Международного общества геотехников ISSMGE), Я. Соболевски (Германия), Р.Э. Дашко (СПбГТУ), Е.М. Пашкин (РГГУ).



А.Г. Шапкин (ПГУПС, ПИ «Геореконструкция»), Р.Э. Дашко (СПбГАСУ), В.М. Улицкий (ПГУПС, ПИ «Геореконструкция»), Р. Франк (член ISSMGE, Франция), Е.М. Пашкин (Российский государственный геологоразведочный университет, Москва)

при размерах конечно-элементных сеток в несколько миллионов степеней свободы, открыло новые возможности для внедрения совместных расчетов в практику реального проектирования. Проведена серия уникальных натуральных инструментальных исследований напряженно-деформированного состояния грунта при устройстве глубоких котлованов. Выполнен анализ развития длительных осадок за несколькими тысячами зданий в Петербурге. На основе натуральных исследований разработаны расчетные модели работы грунта, реализованные в программе «FEM models» и верифицированные на соответствие результатам наблюдений за развитием реальных деформаций основания.



Я. Соболевски (Германия), сделал доклад об использовании электронной системы в комбинации с перекрытием особо опасных участков при строительстве автобана в Польше

Актуальным направлением исследований стала апробация новых отечественных и западных геотехнологий в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга и адаптация их к особенностям поведения слабых глинистых грунтов.

Институт «Геореконструкция», отметивший в 2012 г. 20-летие, сформировался в современных рыночных условиях на базе кафедр оснований и фундаментов старейших институтов России: Петербургского государственного университета путей сообщения (ПГУПС) и Санкт-Петербургского государственного архитектурно-строительного университета (СПбГАСУ). Организация объединила сложившиеся коллективы из ведущих петербургских проектных и научно-исследовательских ин-



Президент Международного общества геотехников ISSMGE Ж.-Л. Брио (США)



Канд. техн. наук М.Б. Лисюк (ПИ «Геореконструкция») на протяжении 4 лет работал в Президиуме ISSMGE, а ныне возглавляет Президентскую группу коллективных участников ISSMGE, одним из которых является институт «Геореконструкция»

Международное общество по механике грунтов и геотехнике International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE)

ISSMGE является наднациональным обществом, объединяющим 18 тыс. специалистов-геотехников из 82 стран мира. В ISSMGE работают 32 Технических комитета по самым важным и актуальным направлениям геотехники.

Главными задачами ISSMGE являются содействие международному сотрудничеству специалистов, выработка единых направлений в области нормирования геотехнической деятельности, экспертная деятельность на международной арене. Общество осуществляет профессиональную поддержку и защиту инженеров-геотехников, способствует повышению профессионализма в отрасли во всех странах мира, обмену опытом, осуществляет взаимодействие со специалистами смежных дисциплин — инженерами-геологами, горными инженерами, гражданскими инженерами. Одной из важных задач общества является проведение симпозиумов по геотехнике и конференций по различным направлениям механики грунтов и фундаментамостроения.

Крупнейшее событие в геотехническом сообществе состоится в 2013 г., в Париже, где пройдет Международный симпозиум по геотехнике. Представителям старейшей петербургской геотехнической школы предложено провести 3 ключевые секции, посвященные профильной для Технического комитета № 207 деятельности — взаимодействию оснований и сооружений и подпорным стенам глубоких котлованов.

Президентом общества раз в 4 года избирается наиболее авторитетный в мире специалист-геотехник. Президенты ISSMGE на протяжении последних 20 лет являются частыми гостями в Северной столице. По приглашению В.М. Улицкого в Петербурге провели семинары и мастер-классы президенты ISSMGE профессора М. Ямиолковский (Италия), К. Ишихара (Япония), В. Ван Импе (Бельгия), П. Секо е Пинто (Португалия), Ж.-Л. Брио (США).



И.М. Басакина (Институт экологических проблем Севера УрО РАН, Архангельск)



В.Н. Парамонов (ПГУПС, ПИ «Геореконструкция»)

ституты – Промстройпроекта и Фундаментпроекта. Коллективы принесли с собой опыт, знания и, главное, школу проектирования.

Емкое понятие «школа проектирования» объединяет систему послевузовского обучения проектному делу, систему ответственности и контроля качества, систему взаимодействия между различными разделами проекта.

В настоящее время в институте трудятся 4 доктора наук и 12 кандидатов наук. Научные достижения института, обладая практической направленностью, обеспечивают надежность и эффективность проектных решений. Проект инженерной реставрации Константиновского дворца в Стрельне удостоен государственной премии Российской Федерации в области науки и техники, а проект реставрации Каменноостровского театра с устройством развитого подземного пространства под зданием – золотой медали на выставке в Лейпциге.

Направления деятельности института охватывают весь комплекс проектно-изыскательских работ. В институте работают два отдела инженерных изысканий, имеется сертифицированная лаборатория, оснащенная современными трехосными приборами. Отдел обследований, на счету которого исследование состояния здоровья нескольких тысяч зданий, помимо ежедневной профессиональной деятельности занимается разработкой новых методов сейсмоакустической томографии конструкций и созданием детальных математических моделей зданий. Специализированный отдел сложных геотехнических расчетов обслуживает не только нужды собственных проектных отделов, но и многие проектные организации Петербурга. Четыре проектных отдела специализируются на гражданском строительстве, освоении подзем-

ного пространства, объектах промышленности. Отдел мониторинга обеспечивает контроль за безопасностью сложившейся городской застройки при новом строительстве и реконструкции, играя роль своего рода «обратной связи», позволяющей подтвердить достоверность расчетных прогнозов.

Гордостью института являются промышленные гиганты современной России. Институт разработал архитектурно-строительные проекты пяти современных заводов по производству цемента в республике Мордовии, Новороссийске, Волгоградской обл., двух нефтеперерабатывающих заводов в Омске и г. Туапсе (Краснодарский край), разработал проект реконструкции Братского ЦБК – крупнейшей промышленной стройки России. Один только последний проект составил более 3,5 тыс. листов формата А1.

Знаком международного признания достижений института «Геореконструкция» стало создание на его базе Технического комитета № 207 «Взаимодействие оснований и сооружений. Подпорные стены» Международного общества по механике грунтов и геотехническому строительству (ISSMGE) во главе с д-ром техн. наук, профессором В.М. Улицким, бессменным научным руководителем института. В настоящее время институт «Геореконструкция» является единственным российским корпоративным участником ISSMGE. В Красной гостинице Юсуповского дворца 2 июля 2012 г. в рамках научно-практического семинара «Развитие городов и геотехническое строительство» прошло заседание Президентской группы коллективных членов ISSMGE под председательством президента общества Ж.-Л. Брийо (США). Участники заседания – представители крупнейших геотехнических компаний мира из России, США, Канады, Франции, Великобритании, Австралии, Бельгии и Германии подчеркивали необходимость повышения роли коллективных членов в Международном обществе геотехников. Они предложили разработать список научных тем, актуальных для практики международных геотехнических компаний, расширить представительство коллективных членов в Совете ISSMGE, учредить награду за лучший проект года, регулярно размещать информацию о коллективных членах в Бюллетене ISSMGE, организовать геотехническую базу данных по сложным случаям из строительной практики и регулярно проводить семинары для коллективных членов ISSMGE. Результатом сотрудничества в рамках этих структур общества стал документ «Основы учета взаимодействия оснований и сооружений», объединивший достижения специалистов нескольких стран мира. Петербургские геотехники принимают активное участие в деятельности ISSMGE.



И.Т. Мирсяянов (КазГАСУ, Казань)

Л.В. Сапачева, канд. техн. наук

УДК 624.1

А.Г. МАЛИНИН, канд. техн. наук, технич. директор,
И.Л. ГЛАДКОВ, А.А. ЖЕМЧУГОВ, И.А. САЛМИН, инженеры,
ГК «ИнжПроектСтрой» (Пермь)

Экспериментальные исследования деформативности грунтового основания, укрепленного грунтоцементными колоннами

На основе результатов испытаний грунтов штампом для различных схем усиления грунтоцементными колоннами построены графики зависимости нагрузка – осадка. Приведены модули деформации укрепленных оснований, определенные расчетным и эмпирическим способами.

Ключевые слова: струйная цементация, грунтоцементная колонна, испытание грунтов штампом, модуль деформации основания.

В связи с предстоящими XXII Зимними Олимпийскими играми происходит активное освоение района Имеретинской низменности (Адлерский р-н, Сочи). Строящиеся спортивные и инфраструктурные сооружения возводятся в сложных геологических условиях. Характерное геологическое строение основания представляет собой напластование слабых глинистых грунтов с модулем деформации $E = 2-4$ МПа, которые подстилают песчаные и гравийно-галечниковые грунты с модулем деформации $E = 30-70$ МПа. Мощность глинистых грунтов изменяется в диапазоне

2–20 м. Грунтовые воды вскрыты повсеместно на глубинах от 0,5 м.

Одним из инженерных решений, обеспечивающих устойчивость и эксплуатационную надежность проектируемых сооружений, является укрепление толщи слабых грунтов основания с помощью струйной цементации [1]. Предлагаемая конструкция основания представляет собой армированный массив (из грунтоцементных колонн диаметром 800 мм) с плитным ростверком, передающим нагрузку на колонны через песчано-гравийную подушку. Для опреде-

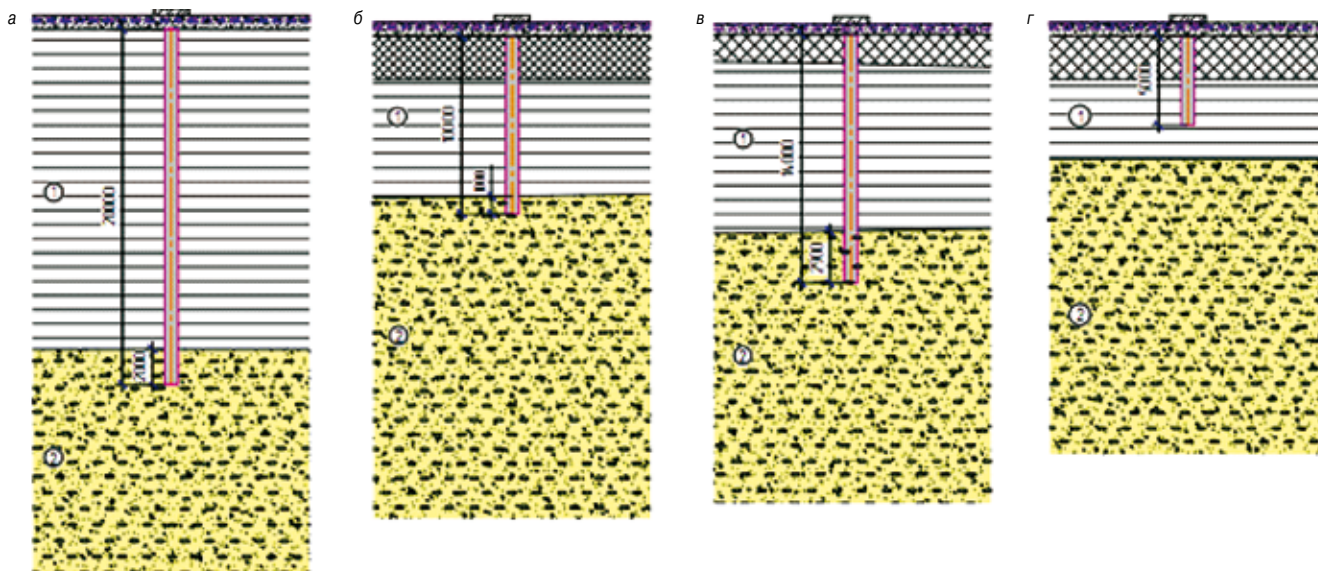


Рис. 1. Схемы укрепления грунта: а – схема № 1: грунтоцементные колонны устроены по квадратной сетке с шагом 1400×1400 мм (длина колонн 20 м, заглубление в песчаные и крупнообломочные грунты); б – схема № 2: грунтоцементные колонны устроены по квадратной сетке с шагом 1750×1750 мм (длина колонн 10 м, заглубление в песчаные и крупнообломочные грунты); в – схема № 3: грунтоцементные колонны устроены по квадратной сетке с шагом 1750×1750 мм (длина колонн 14 м, заглубление в песчаные и крупнообломочные грунты); г – схема № 4: грунтоцементные колонны устроены по квадратной сетке с шагом 2000×2000 мм (длина колонн 5 м, без заглубления в песчаные и крупнообломочные грунты)

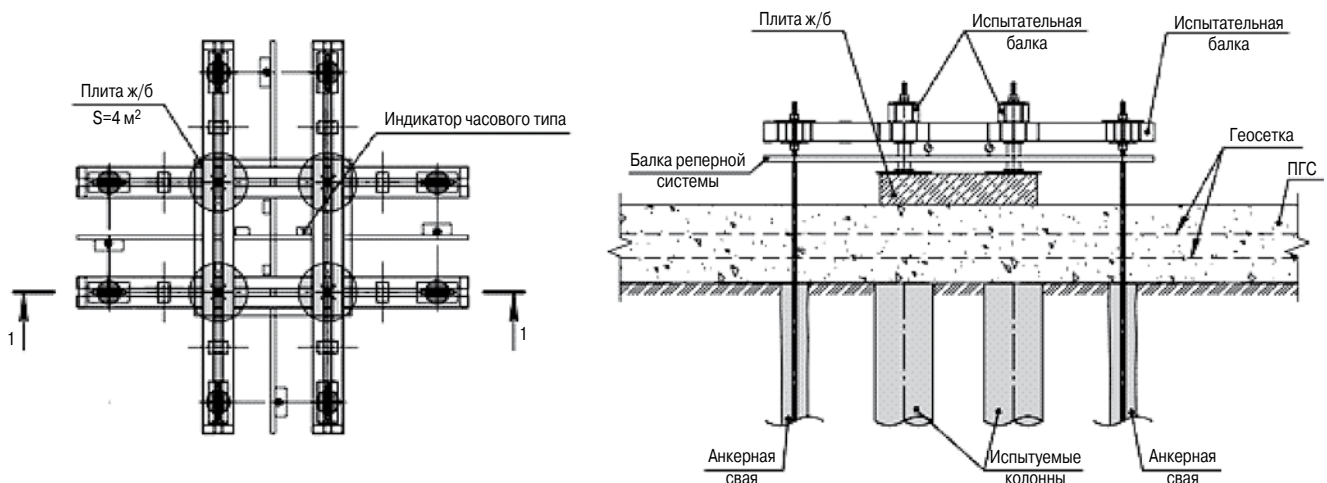


Рис. 2. Схема испытания укрепленного грунта штампом для схемы укрепления № 1

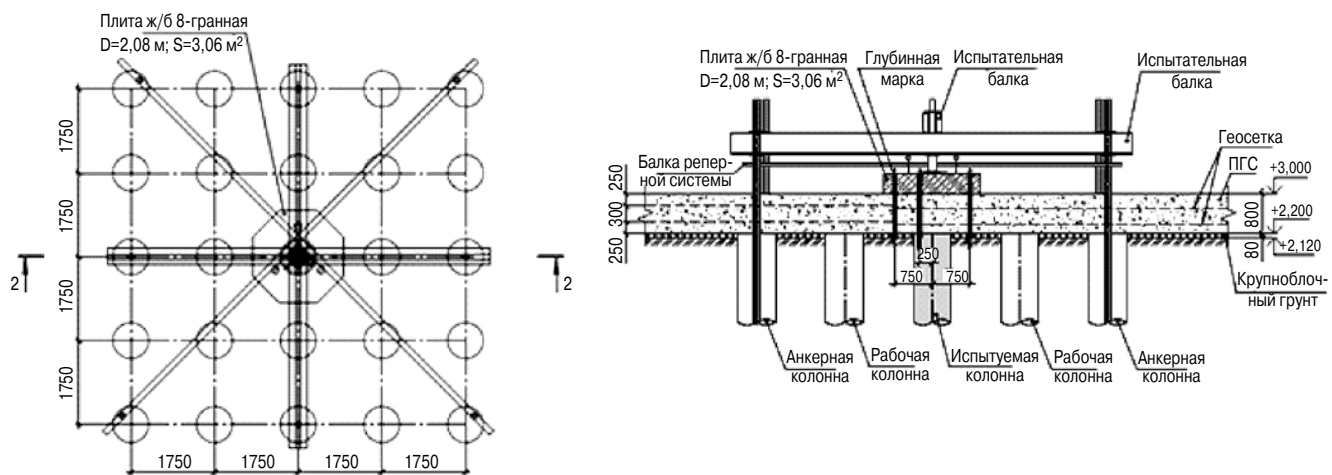


Рис. 3. Схема испытания укрепленного грунта штампом для схем укрепления № 2–4

ления эффективности предложенного решения проведена серия экспериментальных работ по определению деформируемости основания, укрепленного грунтоцементными колоннами.

С целью проверки правильности принятых схем укрепления на строительной площадке устроены опытные грунтоцементные колонны. Схемы укрепления (шаг и длину колонн) выбирали в зависимости от расчетных нагрузок на основания строящихся сооружений (рис. 1):

В первых трех случаях грунтоцементные колонны прорезали всю толщу слабых грунтов и заглублены в гравийно-галечниковые грунты. При схеме № 4 грунтоцементные колонны были «висячими».

В настоящей работе приведены результаты испытания укрепленного грунта штампом, а также приведены ре-

зультаты лабораторных исследований деформационных свойств грунтоцемента.

Испытания укрепленного грунта штампом проводили в соответствии с ГОСТ 20276–99 «Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости». Целью испытания являлось определение модуля деформации укрепленного основания.

При испытаниях укрепленного основания по схеме № 1 использовали квадратный штамп площадью 4 м². Штамп устанавливали на 4 грунтоцементные колонны (рис. 2).

Для проведения испытаний схем укрепления № 2 и 3 использовали восьмиугольный штамп, установленный на 1 грунтоцементную колонну площадью 3,06 м² (рис. 3). Для схемы укрепления № 4 площадь восьмиугольного штампа равна 4 м².

Модули деформации укрепленных оснований	Схема № 1	Схема № 2	Схема № 3 (испытание 1)	Схема № 3 (испытание 2)	Схема № 4
E_p , МПа	140,3	30,5	36,6	46,8	10,6
$E_{ар}$, МПа	121	40,9	40,9	40,9	5



Рис. 4. Фотографии испытательного стенда: а – для схемы укрепления № 1; б – для схем укрепления № 2–4

Поверх оголовков грунтоцементных колонн была устроена подушка из песчано-гравийной смеси толщиной 600 мм. В тело подушки по мере ее возведения укладывалась георешетка в двух уровнях по ее высоте: первый уровень на расстоянии 200 мм выше оголовка, второй – на 200 мм выше первого.

Для проведения испытаний использовали испытательный стенд с анкерными сваями «Атлант» (рис. 4).

Нагрузку на штамп передавали при помощи гидравлического домкрата. Осадку штампа определяли с помощью индикаторов часового типа, установленных на реперной системе.

По результатам испытаний построены зависимости $s = f(p)$ (рис. 5). Всего было проведено пять испытаний грунта штампом: по одному для схем № 1, 2, 4 и два испытания для схемы № 3.

По результатам испытаний были определены модули деформации укрепленного грунта (E) в соответствии с ГОСТ 20276 – 99:

$$E = (1 - \nu^2) \cdot K_p \cdot K_1 \cdot D \frac{\Delta p}{\Delta S}, \quad (1)$$

где ν – коэффициент Пуассона, равный 0,3; K_p – коэффициент, принимаемый в зависимости от заглубления штампа, $K_p = 1$; K_1 – коэффициент, принимаемый для жесткого круглого штампа, значение 0,79; Δp – приращение давления на штамп; ΔS – приращение осадки штампа, соответствующее Δp ; D – эффективный диаметр штампа.

Для оценки полученных в полевых условиях модулей деформации E были определены эффективные модули деформации укрепленного основания по правилу смеси E_a :

$$E_a = \frac{E_c \cdot A_c + E_s \cdot (A - A_c)}{A}, \quad (2)$$

где A – площадь штампа; A_c – суммарная площадь грунтоцементных колонн; E_c – модуль деформации грунтоцементной колонны; E_s – модуль деформации грунта.

Для определения модуля деформации грунтоцемента из колонн были выбурены образцы керн и проведены ис-



Рис. 5. Результаты испытаний укрепленного грунта штампом: 1 – схема № 1; 2 – схема № 2; 3 – схема № 3 (1); 4 – схема № 3 (2); 5 – схема № 4

пытания в лабораторных условиях. По результатам испытаний средний модуль деформации грунтоцемента E_c составил 240 МПа.

Величины модулей деформации, полученные при помощи (1) и (2), приведены в таблице.

Таким образом, можно сделать следующие выводы:

- проведенные исследования подтвердили высокую эффективность укрепления основания с помощью технологии струйной цементации грунтов;
- варьируя шаг, длину и степень заглубления колонн, можно получить любое требуемое значение модуля деформации основания (до 140 МПа);
- расчетные формулы усреднения модуля деформации (по правилу «смеси») достаточно точно соответствуют результатам экспериментов и могут быть рекомендованы к применению в процессе проектирования укрепления слабых оснований методом струйной цементации.

Литература

1. Малинин А.Г. Струйная цементация грунтов. Пермь: Пресстайм, 2007. 168 с.

14-я специализированная выставка

ОТЕЧЕСТВЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

ОСМ 2013



30 января – 2 февраля

Москва, ЦВК «Экспоцентр»

www.osmexpo.ru

ОРГАНИЗАТОР:



ЕВРОЭКСПО

ГЕНЕРАЛЬНЫЙ СПОНСОР:



ОФИЦИАЛЬНЫЙ СПОНСОР:



СТРАТЕГИЧЕСКИЙ ПАРТНЕР:



ПАРТНЕРЫ ВЫСТАВКИ:



Тел.: +7 (495) 925 65 61/62

E-mail: osm@osmexpo.ru

ИНФОРМАЦИОННАЯ
ПОДДЕРЖКА:



Коттеджей



СТРОИТЕЛЬНЫЕ
МАТЕРИАЛЫ



УДК 624.1

В.Я. ШИШКИН, почетный строитель РФ, канд. техн. наук (7922044@mail.ru),
ООО «Мосэксперт» (Москва); А.А. АНИКЬЕВ, инженер (mizeri@bk.ru),
НИИОСП им. Герсеванова, Москва

Уплотнение грунтов основания щебеночными сваями

Приведены исследования уплотнения грунтов под подошвой существующих и вновь строящихся фундаментов в условиях насыпных, песчаных и глинистых грунтов. С помощью расчетной модели оптимизированы технологические параметры при устройстве набивных щебеночно-цементных свай в основании фундаментов с помощью пневмопробойников. Представлены результаты, полученные в ходе проведения натурного эксперимента.

Ключевые слова: уплотнение грунтов, щебеночно-цементные сваи, усиление фундаментов.

Одним из наиболее экономичных способов улучшения физико-механических характеристик грунтов в стесненных условиях подвалов реконструируемых зданий является применение метода втрамбовывания щебня под существующие фундаменты, с последующей цементацией. Способ основан на применении малогабаритных и недорогих российских механизмов – пневмопробойников, разработанных Новосибирским отделением РАН. Авторы имеют патент на эту технологию [1].

За последние 20 лет фирмой ООО «НПФ Фундаментстройпроект» выполнено около 100 объектов усиления оснований фундаментов реконструируемых и вновь строящихся зданий с применением щебеночных свай. На основе анализа этого опыта и внедрения современных насосов и материалов возможно дальнейшее совершенствование технологии и методики расчета щебеночных свай для нового строительства и реконструированных зданий.

Область применения способа уплотнения грунтов щебеночными сваями определяется инженерно-геологическими условиями участков строительства, влиянием динамических воздействий на близко расположенные существующие здания и сооружения, а также конструктивными особенностями зданий и сооружений. Щебеночные сваи изготавливаются в грунтах, устойчиво держащих стенки скважин. Фундаментная конструкция с использованием щебеночных свай создается путем армирования грунтов основания наклонными или вертикальными грунто-щебеночными столбами.

Технология изготовления (рис. 1) предусматривает устройство лидерных скважин диаметром 130 мм путем пробивки грунта пневмопробойником ИП-4603 с реверсивным извлечением его из скважины.

Пневмопробойник представляет собой самодвижущуюся пневматическую машину ударного действия для пробивания скважин в грунте, корпус которого является рабочим инструментом, образующим скважину, а ударник, размещенный в корпусе, совершает под действием сжатого воздуха возвратно-поступательные движения и наносит удары по переднему торцу корпуса, забивая его в грунт. Обратному перемещению корпуса препятствуют силы трения между его наружной поверхностью и грунтом.

Благодаря осевой симметрии, пневмопробойник во время движения в однородном грунте сохраняет заданное направление. После извлечения пневмопробойника скважина вручную засыпается гранитным щебнем на всю высоту, а пневмопробойник так же, как при устройстве лидерных скважин, по направляющей погружается и втрамбовывает щебень в грунт основания фундаментов.

Трамбование щебня пневмопробойником лучше выполнять не на всю глубину скважины, а на половину ее длины. При погружении на меньшую глубину недостаточно увеличивается диаметр сваи и уплотнение грунта основания. При погружении пневмопробойника на большую глубину, чем половина скважины ее диаметр увеличивается настолько, что начи-

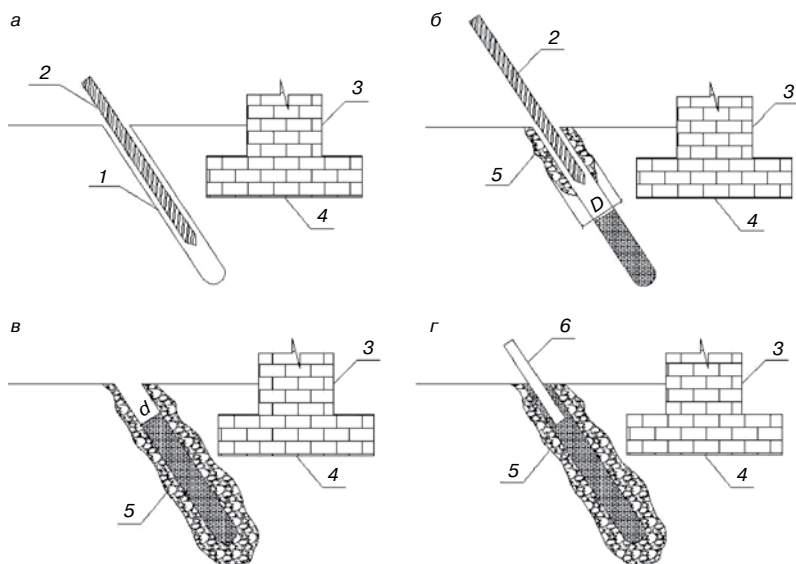


Рис. 1. Схема изготовления щебеночной сваи: 1 – скважина; 2 – пневмопробойник; 3 – фундамент существующего здания; 4 – отметка низа фундамента; 5 – зона щебеночного уширения; б – труба-инъектор; а – проходка скважины с помощью пневмопробойника и дальнейшая засыпка ее щебнем или гравием; б – засыпанная порция материала втрамбовывается в стенки скважины пневмопробойником с формированием участка щебеночной сваи диаметром D; в – засыпка внутренней полости сваи диаметром d щебнем или гравием; г – погружение трубы-инъектора для подачи цементного раствора в тело сваи

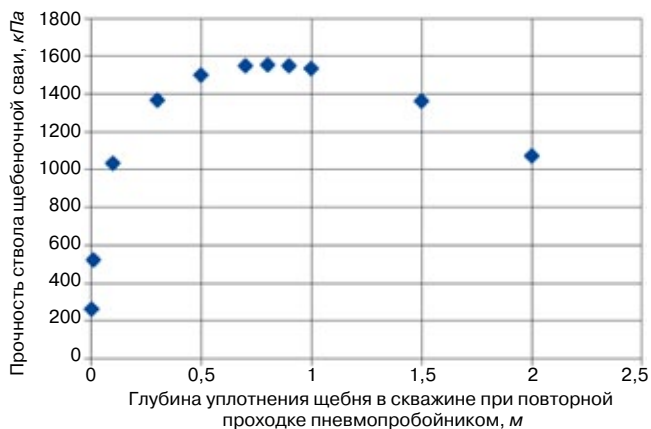


Рис. 2. Зависимость прочности ствола щебеночной сваи от глубины S уплотнения щебня при повторной проходке пневмопробойником

нает снижаться сопротивление ствола сваи. Установленная опытным путем на многочисленных объектах закономерность влияние глубины уплотнения на сопротивление щебеночных свай совпадает с графиком на рис. 2, построенным на основе расчетной модели.

После окончания формирования всей сваи внутренняя ее полость заполняется щебнем. Далее погружается труба-инъектор и через нее подается цементный раствор под давлением 0,15–0,2 МПа до условного отказа (потеря давления 0,05 МПа за 10 мин.). Для приготовления раствора используются мешалки РМ-350, РМ-700 и др., а для закачки раствора в инъектор применяется насос СО50А с давлением до 1,5 МПа.

Длина щебеночных свай достигает 10 м, а наружный диаметр зависит от длины скважин, глубины погружения пневмопробойника при повторной проходке при трамбовании щебня и количества трамбовок.

Щебеночные сваи выполнены из смеси щебня, грунта, цемента и воды. Свойства щебеночных свай зависят от состава компонентов, крупности заполняемого щебня, вида грунта, марки цемента, содержания воды в смеси, степени уплотнения, условий хранения материалов и технологии проходки скважин и трамбования щебня.

В 1993–1996 г. такая технология увеличения несущей способности грунтов успешно применена на Моспочтамте (Москва, ул. Мясницкая, д. 26) для уплотнения грунта основания щебеночными сваями [2].

При обследовании здания Московского Почтамта, построенного в 1912 г., установлено, что расположенные на насыпных грунтах ленточные и столбчатые бутовые фундаменты нуждаются в усилении в связи с развитием неравномерных деформаций. Материалы инженерно-геологических изысканий Мосгоргеотреста показали, что причиной деформаций является суффозия, ухудшение свойств грунтов вследствие их замачивания техногенными водами. Разви-

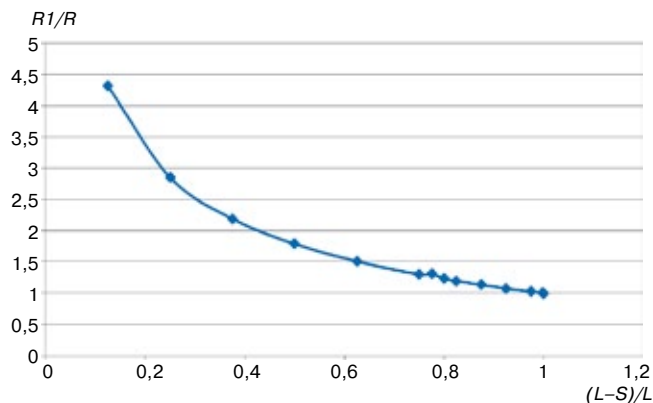


Рис. 3. Зависимость относительного радиуса щебеночной сваи от относительной длины сваи $(L-S)/L$ при повторной проходке пневмопробойником ИП4603Б (универмаг «Детский Мир»)

тию этого процесса способствовало также неблагоприятное влияние вибрации от расположенного под зданием тоннеля метрополитена и от интенсивного движения автотранспорта по Мясницкой улице. В целом здание находилось в неудовлетворительном техническом состоянии в соответствии с требованиями СП 50-101–2004 «Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений».

Щебеночные сваи рассматривались как армирующие элементы в основании столбчатых фундаментов здания. Среднее давление под подошвой не должно было превышать расчетного сопротивления армированного основания, определяемого в соответствии с требованиями раздела 13 «Справочника проектировщика» (Горбунов-Посадов М.И., Ильичев В.А., Кругов В.И. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. М.: Стройиздат, 1985. 480 с.).

Для достижения требуемой несущей способности усиленного основания выполнена оптимизация технологии уплотнения грунта. Искомыми параметрами являются количество трамбовок и глубина проходки трамбуемого механизма – пневмопробойника. Количество трамбовок рассчитывается, согласно установленному в патенте [1] требуемому количеству инертных материалов (см. таблицу).

Коэффициент пористости после уплотнения определяется по формуле:

$$e_{\text{упл}} = (ps - pd_{\text{упл}}) / pd_{\text{упл}}, \quad (1)$$

где ps – плотность твердых частиц; $pd_{\text{упл}}$ – плотность сухого грунта после уплотнения:

$$pd_{\text{упл}} = ps \left(\frac{1}{1+e} \right) + V_{\text{щ.акт}}, \quad (2)$$

где $V_{\text{щ.акт}}$ – объем щебня на погонный метр в активной зоне.

Активной зоной является объем грунта, ограниченный размерами фундамента в плане и глубиной расположения слабых слоев грунта под подошвой фундамента. По опы-

Плотность сухого грунта после усиления оснований, т/м³	Удельный расход (м³) инертных материалов на 1 м³ объема сжимаемой толщи основания при значениях коэффициента пористости грунта до уплотнения				
	0,8	0,9	1	1,1	1,2
1,5	0,02	0,05	0,08	0,1	0,12
1,6	0,06	0,09	0,12	0,14	0,16
1,7	0,10	0,13	0,15	0,18	0,2
1,8	0,14	0,17	0,19	0,22	0,24



Рис. 4. Здание универмага «Детский мир» в Москве

ту закрепления оснований фундаментов глубина уплотнения принимается равной от 1 до 3-х размеров ширины фундамента.

Так как механические характеристики увеличиваются при многократном уплотнении грунта в скважинах, требуется определить оптимальную глубину проходки для достижения максимальной прочности ствола сваи.

Прочность ствола сваи из уплотненного щебня зависит от прочности щебня, плотности его упаковки (уплотнения) и деформируемости стенок скважин.

Последнее определяется сопротивлением набивной щебеночной сваи по боковой поверхности, которое зависит от поперечных деформаций. По аналогии с напряженно-деформируемым состоянием вокруг прессиометра, с помощью точного решения К.В. Руппенейта и М.И. Бронштейна [3] можно определить зависимость радиальных перемещений u боковой поверхности цилиндрической скважины с радиусом R от давления q на глубине z :

$$u = \frac{1 + \mu}{E} \cdot R \sin \varphi \left(\frac{\mu \gamma z}{1 - \mu} + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \cdot \left\{ \frac{q + c / \operatorname{tg} \varphi}{(1 + \sin \varphi)(\mu \gamma z / (1 - \mu) + c / \operatorname{tg} \varphi)} \right\}^{(1 + \sin \varphi) / \sin \varphi}, \quad (3)$$

где E , μ , φ , c , γ – соответственно модуль деформации, коэффициент Пуассона, угол внутреннего трения, удельное сцепление и объемный вес грунта между сваями.

При определении усадки уплотнения щебня в скважине можно пренебречь деформациями в острие скважины. Считаем, что несущая способность щебеночной сваи длиной L определяется в основном сопротивлением по боковой поверхности $S = 2\pi(R+u)L$ и нормальные напряжения по боковой поверхности подчиняются линейной зависимости от глубины $q = q_0 z$. Выполнив численное интегрирование по координате z предельных касательных напряжений на контакте $t = c + q \operatorname{tg}(\varphi)$, получили формулу для определения предельной нагрузки N : $N = \pi(R+u/2)L(2c + q_0 L \operatorname{tg}(\varphi))$, где параметр q_0 определен из уравнения равенства объема щебня до и после проходки пневмопробойником при трамбовании щебня в скважине: $3,14 \cdot R \cdot R \cdot l = 3,14 \cdot (Rl \cdot Rl + Rl \cdot R + R \cdot R) \cdot (L - S) / 3$, где $Rl = R + u$.

Полученная величина предельной нагрузки использована для определения прочности ствола сваи: $Rc_0 = N / (\pi Rl \cdot Rl)$.

Вставляя значение параметра Rc_0 в формулу для определения расчетного сопротивления Ra армированного

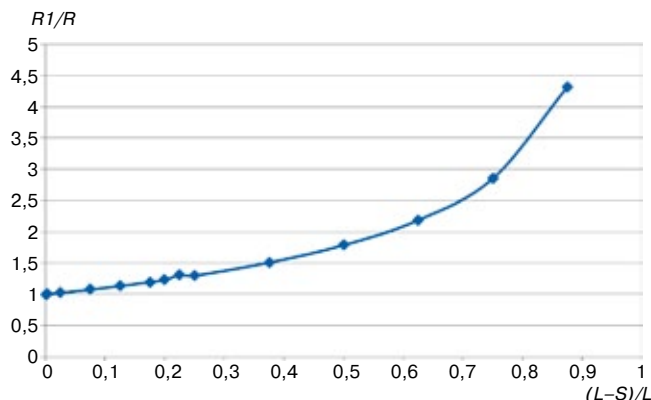


Рис. 5. Зависимость относительного радиуса щебеночной сваи от относительной глубины уплотнения при повторной проходке пневмопробойником ИП4603Б (Московский почтамт)

основания, определили расчетное сопротивление основания уплотненного щебеночными сваями.

По этой методике выполнены расчеты применительно к фундаментам здания Московского Почтамта для проектирования усиления их оснований набивными сваями. При разработке технологии устройства щебеночных свай определены оптимальное количество свай n под фундаментом и глубина проходки S при уплотнении щебня в скважине [3].

На рис. 2 показано, что прочность ствола меньше при проходке примерно более половины длины скважины, чем прочность ствола при проходке одной трети.

Для обобщения введем относительные величины. Относительный радиус Rl/R – отношение радиуса щебеночной сваи после уплотнения к радиусу уплотняющего органа пневмопробойника. Относительная глубина уплотнения S/L – отношение глубины пневмопробойника при повторной проходке к первоначальной длине скважины, заполненной щебнем.

Относительная длина сваи $(L-S)/L$ равна отношению оставшейся длины скважины со щебнем к первоначальной длине. Характерно, что зависимость относительных значений длины сваи от ее радиуса не зависят от первоначальной длины и физико-механических характеристик грунта. На рис. 3 представлен график зависимости относительного радиуса от длины свай в основании фундаментной плиты реконструируемого универмага «Детский Мир» на Лубянской площади (рис. 4) и на других объектах.

Таким образом, технологические относительные параметры при уплотнении щебня в скважинах не зависят от физико-механических характеристик грунта. Поэтому графики на рис. 3 и 5 позволяют прогнозировать радиус сваи при повторной проходке. Например, требуется выполнить сваю длиной 4 м диаметром 300 мм (объект «Детский Мир», Москва, Театральный пр-д, д. 5, стр. 1.). Относительный радиус равен $300/130 = 2,3$. В соответствии с графиком на рис. 5 при $Rl/R = 2,3$ относительная глубина проходки $S/L = 0,675$, откуда длина второй проходки $S = 2,7$ м. Определим радиус щебеночной сваи при третьей проходке скважины при уплотнении верхней части длиной 2,7 м. При отношении $S/L = 0,5$ $Rl/R = 1,8$, то есть диаметр скважины будет около 250 мм при проходке $S = 1,35$ м.

Из рис. 5 следует, что для достижения диаметра щебеночной сваи равной трем диаметрам пневмопробойника (130 мм \times 3 = 390 мм) необходимо при повторной проходке пневмопробойником пробивать скважины на 0,8 от глу-

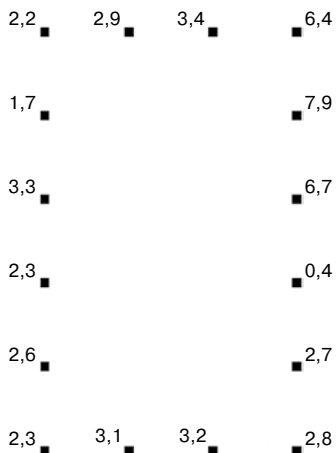


Рис. 6. Схема расположенных осадочных марок на колоннах Центрального зала Моспочтамта, после капитального ремонта. Данные за двенадцатый цикл измерений осадок, мм

усиления основания принято $n=12$, что повысило расчетный модуль деформации до 21 МПа, при котором дополнительная осадка фундамента не превышает 2 см. Так как допустимые дополнительные деформации зданий в неудовлетворительном состоянии с металлическим каркасом не были разработаны в 1993 г., то по согласованию с Заказчиком принято, что допустимые дополнительные осадки для рассматриваемого здания больше расчетного значения 20 мм.

Следует отметить, что в актуализированной редакции СП 13-102-2003] в приложении Ж отсутствуют допустимые дополнительные деформации для зданий с металлическим каркасом.

На рис. 6 представлены результаты мониторинга осадки здания Моспочтамта на протяжении 1993–1999 гг. Анализ этих результатов показывает, что максимальная многолетняя осадка фундамента равна 7,9 мм, что меньше расчетного значения 20 мм и принятого Заказчиком допустимого значения.

В 1995 г. технология уплотнения грунта основания щебеночными сваями применена при строительстве административного здания с подвалом на рыхлых песчаных и насыпных грунтах по адресу ул. Лукьянова д. 3 (Централь-

ный округ, Москва). Пятиэтажное здание (рис. 7) было возведено над коллектором на ленточных фундаментах с уплотнением их основания пневмопробойниками.

Инженерная подготовка основания выполнялась путем втрамбовывания в насыпной грунт щебня на глубину 2 м от поверхности котлована, что привело к повышению плотности насыпного грунта и улучшению его механических характеристик. Контроль качества работ проводили А.А. Морозов, Э.А. Мотовилов под руководством д-ра техн. наук В.И. Шейнина путем глубинного радиоизотопного зондирования грунтов до и после уплотнения.

Эксперименты по контролю качества грунтов проводились следующим образом. В грунт между щебеночными сваями погружалась пустотелая, заглушенная с нижнего торца металлическая труба на глубину 2 м. Труба служит обсадкой образующейся при этом скважины. Наружный диаметр трубы – 48 мм, а толщина стенки 4 мм. Затем в трубу опускали радиоизотопные приборы (ППГР-1 и ВПГР-1).

Предварительно в лаборатории тарировку указанными приборами. В процессе измерений регистрировалась скорость счета (импульсов/сек) по плотности грунта и соответствующая величина по влажности, а также регистрировался естественный гамма-фон.

Кроме того, отбирались пробы песка и суглинков из обнажений в пределах обследуемой зоны. По этим данным определялись тип грунта и значения показателя гранулометрического состава (для песка) и влажности на границе раскатывания W_p и числа пластичности I_p – для глин.

Средние значения коэффициента пористости грунта до уплотнения превышали значение 0,75, т. е. согласно ГОСТ 25100–82 «Грунты. Классификация» эти грунты – рыхлые. После уплотнения в тех же скважинах коэффициент пористости находился в пределах 0,6–0,7, т. е. пески относятся к категории «средней плотности».

Определенные по методике д-ра техн. наук В.И. Шейнина механические характеристики уплотненного грунта позволили сравнить расчетное сопротивление с давлением по подошве. При недостаточном сопротивлении грунт уплотняли дополнительно путем повторной проходки пневмопробойником скважин с засыпкой щебня порциями.

В 1997 г. выпущены Рекомендации (Рекомендации по расчету, проектированию и устройству свайных фундаментов нового типа в г. Москве. Москомархитектура. Москва, 1997 г.), которые обобщили имеющийся на то время опыт применения уплотнения грунта основания реконструируемых зданий.

С появлением нового оборудования для инъектирования грунта основания дальнейшее развитие получила технология устройства щебеночных свай. Благодаря цементации щебеночных свай стало возможным укрепление грунтов с гораздо худшими прочностными характеристиками и до более значительных параметров уплотнения.

Щебеночные сваи использованы в 2008–2009 гг. при усилении основания реконструируемого здания по адресу: г. Москва, Переведеновский пер., д.13/13. Здание с подвалом высотой 5 этажей построено примерно 40 лет назад. Конструктивной схемой здания является сборный железобетонный каркас с поперечным расположением ригелей. Каркас выполнен из унифицированных сборных железобетонных элементов. Перекрытия здания – сборные железобетонные ребристые плиты. В качестве ограждающих кон-



Рис. 7. Административное здание с подвалом (Москва, ул. Лукьянова, д. 3)

струкций служат навесные пеносиликатные панели и кирпичные самонесущие ограждающие стены. Фундаменты под стенами ленточные, а под отдельно стоящими опорами – столбчатые из монолитного бетона и сборных бетонных блоков находятся в рабочем состоянии.

Основанием существующих фундаментов по открытым шурфам служат древнеаллювиальные пылеватые и мелкие влажные пески средней плотности. Расчетное сопротивление на указанные грунты $R=164-190$ кПа. В результате реконструкции здания давление по подошве возросло до 300 кПа. Поэтому принято решение об усилении оснований фундаментов. В соответствии с требуемыми значениями сопротивления грунта определены требуемые значения коэффициента пористости грунта.

В соответствии с запатентованной методикой расчета по формулам 1, 2 и табл. 1 [1] были рассчитаны параметры щебеночных свай и выполнено укрепление грунта основания. Контроль качества уплотнения производился лабораторией НИИОСП им. Н.М. Герсеванова.

Средняя плотность грунта выше подошвы фундамента возросла с $1,5$ т/м³ до $1,7$ т/м³, а коэффициент пористости изменился с $0,85$ до $0,75$. Такое уплотнение грунта выше подошвы фундамента является следствием, по-видимому, динамических воздействий на рыхлый насыпной грунт при выполнении работ по усилению основания. Увеличение плотности грунта выше подошвы фундамента снижает риск нарушения предельных условий «по грунту» для фундаментов.

Для оценки эффективности работ по усилению основания наиболее важно сравнение характеристик грунта под подошвой фундамента до и после указанных работ. Плотность грунта возрастает с $1,65$ до $1,79$ т/м³, а коэффициент пористости падает с указанной выше величины $0,73$ до значения $0,62$, т. е. практически до того значения, которое указано в проектной документации.

Полученные значения плотности и коэффициента пористости грунта под подошвой фундамента после уплотнения оказываются таковы, что эти грунты приобрели свойства, позволяющие их относить к категориям средней плотности и плотных. Это подтверждает эффективность выполненных работ по усилению основания.

Список литературы

1. Патент 2026926 РФ. Способ усиления оснований симметрично нагруженных фундаментов // В.Я. Шишкин, П.В. Шишкин. Оpubл. 20.01.1995. Бюл. № 1.
2. Ильичев В.А., Ставницер Л.П., Шишкин В.Я. Снижение вибрации фундаментов после усиления основания набивными песчано-щебеночными сваями // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1995. № 3. С. 21–23.
3. Руппенейт К.В., Бронштейн М.И. Определение деформативных и прочностных свойств грунта на основе dilatометрических испытаний // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1971. № 5. С. 10–12.



Общество с ограниченной ответственностью
НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННАЯ ФИРМА

ФУНДАМЕНТСТРОИПРОЕКТ

КОМПЛЕКСНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ, СТРОИТЕЛЬСТВО И РЕКОНСТРУКЦИЯ

Фирма и руководители – члены российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению, эксперты «МОСЭКСПЕРТ». Фирма имеет лицензию на осуществление деятельности по реставрации объектов культурного наследия (памятников истории и культуры). Москва, Бутырский вал, дом 5. www.fsp-um.ru
тел/факс: 8-499-750-8956, 8-495-411-9091, E-mail: 7922044@mail.ru



ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ ПРЕДПРИЯТИЯ

- проектирование шахт, тоннелей, мостов, конструкций зданий;
- инженерные, геодезические и геологические изыскания, обследование оснований, фундаментов и надземных конструкций зданий, испытания свай динамическими и статическими нагрузками;
- геотехнический мониторинг за сохранностью окружающей застройки, измерение деформаций и напряжений в грунтах и несущих конструкциях и интерактивное проектирование по результатам этих измерений;
- весь комплекс производства работ нулевого цикла, в том числе устройство нулевых циклов методом «сверху-вниз», возведение фундаментных плит, фундаментов, монолитных стен и перекрытий;
- все виды свайных фундаментов из забивных, буронабивных и буроинъекционных свай;
- уплотнение основания щебеночными сваями с применением пневмопробойников;
- укрепление основания цементацией «микродур», силикатизацией и смолизацией;
- устройство щелевых фундаментов, ограждения подземных частей сооружений и грунтовых массивов по струйной технологии «jet grouting»;

Реклама

УДК 624.131.

О.А. МАКОВЕЦКИЙ, канд. техн. наук (*oleg-mak@inbox.ru*),
Пермский научно-исследовательский политехнический университет,
С.С. ЗУЕВ, зам. ген. директора (*s.zuev@inbox.ru*), ОАО «Нью Граунд» (Пермь)

Обеспечение эксплуатационной надежности подземной части комплексов жилых зданий

Опыт строительства современных жилых комплексов показывает, что наиболее типичным объемно-планировочным решением является устройство локальной высотной жилой части и развитой в плане одно-двух уровневой подземной автомобильной парковки. Приведен пример реализации комплекса мероприятий, обеспечивающих эксплуатационную надежность подземной части на весь срок эксплуатации здания.

Ключевые слова: эксплуатационная надежность, закрепление грунтов, струйная цементация, подземные части зданий, грунтоцементные элементы, фундаментная плита.

Строительная площадка расположена в условиях сложившейся застройки центральной части Перми. Размеры в плане автомобильной парковки составляют 68,2×49,7 м, восьмизэтажного жилого здания – 46,8×44,2 м. Глубина подземной части 4,6–5 м. Конструкции надземной и подземной части здания выполнены из монолитного железобетона. Фундамент – монолитная железобетонная фундаментная плита, толщиной 800 мм.

В геоморфологическом отношении площадка расположена на IV левобережной надпойменной террасе р. Кама (рис. 1). В строении площадки принимают участия следующие инженерно-геологические элементы: ИГЭ-1: насыпной грунт (асфальт, суглинок со щебнем и обломками кирпичей до 5–10%) мощностью 0,05–2,2 м; ИГЭ-2: глина от полутвердой до тугопластичной консистенции мощностью

0,3–3 м; ИГЭ-3: суглинок мягкопластичной, реже тугопластичной консистенции мощностью 0,3–2,5 м (модуль деформации $E=6,1–8,4$ МПа); ИГЭ-4: суглинок текучепластичной и текучей консистенции мощностью 1–2,2 м (модуль деформации 4,3–5,5 МПа); ИГЭ-5: гравийный грунт с супесчаным заполнителем мощностью 1–3,1 м.

На период изысканий (февраль–март 2011 г.) вскрыто три горизонта подземных вод: грунтовые воды в суглинках от мягкопластичной до текучей консистенции, появившийся уровень на глубине 4–5 м, установившийся на глубине 3–3,9 м. Грунтовые воды в гравийных грунтах с супесчаным заполнителем. Вскрыты на глубине 10,6–13,5 м, установившийся уровень на глубине 6,7–10,1 м. Воды напорные, величиной напора 1,9–6,5 м. Трещинно-грунтовые воды верхнепермских отложений (песчаников), вскрыты на глубине 16,7–17,5 м, установившийся уровень 7–7,4 м. Воды напорные, величина напора до 9,7–10,1 м.

Горизонты подземных вод гидравлически взаимосвязаны между собой. В особо неблагоприятные периоды года возможно повышение уровня грунтовых вод на 1–1,5 м от замеренных и появления «верховодки» на границе насыпных и глинистых грунтов.

В данных геологических условиях основными задачами являются: на период строительства – обеспечение устойчивости стен котлована и ограничение дополнительных деформаций существующих зданий и сооружений; на период эксплуатации – обеспечение восприятия горизонтального давления грунта и подземной воды, устройство вертикального противодиффузионного экрана, создание высокого и однородного деформационных характеристик грунтового основания в пятне застройки здания.

Одним из возможных решений поставленного комплекса задач может быть использование технологии струйной цементации грунта [1].

Технология основана на использовании энергии высоконапорной струи цементного раствора для перемешивания природного грунта с частичным его замещением цементным раствором (рис. 2). Подача струи цементного раство-

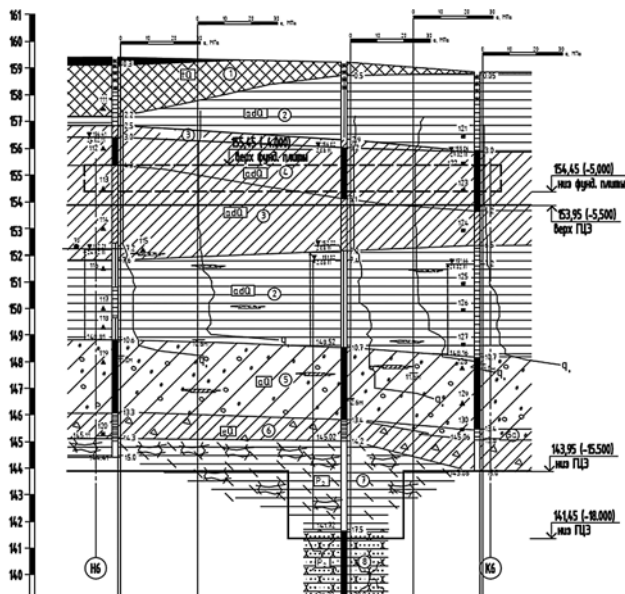


Рис. 1. Инженерно-геологические условия строительства



Рис. 2. Пример струйной цементации



Рис. 3. Устройство ограждающей стены из секущих грунтоцементных свай

ра осуществляется одновременно с подачей струи сжатого воздуха, что позволяет увеличить радиус воздействия разрушающей струи.

Производство работ по закреплению грунтов включает следующие операции: бурение технологических скважин до нижней отметки закрепления (при этом контролируется реальная мощность инженерно-геологического элемента) и подъем бурового инструмента с закреплением грунта в проектном интервале. Расход цемента составляет 500–900 кг/м³ закрепленного грунта. Характеристики закрепленного грунта: прочность на одноосное сжатие $R_{сж} = 1,5–3$ МПа, модуль деформации $E = 2–4$ ГПа, коэффициент фильтрации $K_{ф} = 1,4–1,6 \times 10^{-6}$ см/с.

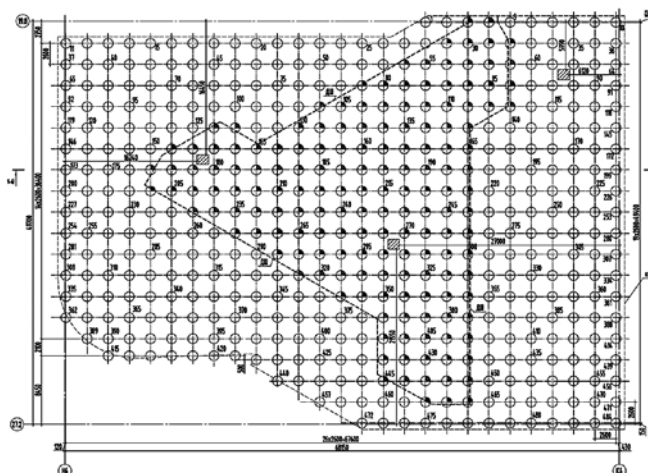


Рис. 4. Фундаментная плита

Для обеспечения устойчивости котлована и устройства вертикального противодиффузионного экрана выполнена ограждающая стена из секущих грунтоцементных свай (ГЦС) диаметром 600 мм (рис. 3). Расположение элементов ограждения в плане – двухрядное с межосевым расстоянием 200 мм, шаг свай в ряду 450 мм.

Длина элементов 7–7,8 м, анкеровка ниже дна котлована 2,5–3 м. Ограждающая стена воспринимает горизонтальное давление грунта, гидростатическое давление воды и нагрузки на бортах котлована. Устойчивость ограждающей стенки обеспечивается устройством анкерного пояса из ГЦС диаметром 600 мм, объединенных в совместную работу железобетонной обвязочной балкой. Длина анкерных свай 7 м, шаг анкерных свай 2 м, угол наклона к горизонту – 45°. Элементы армируются металлическими трубами диаметром 89×6,5 мм.

В основании фундаментной плиты (рис. 4) здания располагаются грунты с низкими ($E = 4–8$ МПа) и самое главное неоднородными деформационными характеристиками. Использование таких грунтов в качестве основания приводит к развитию неравномерных деформаций по пятну застройки, что в свою очередь, отражается на увеличении конструктивных размеров и армирования основных несущих элементов здания.

Для улучшения и выравнивания прочностных и деформационных характеристик основания выполнено искусственное основание – геомассив, представляющий собой природный грунт, армированный жесткими грунтоцементными элементами (ГЦЭ) и распределительную подушку из уплотненного щебня фракции 40–70 мм, толщиной 500 мм.

Требуемый модуль деформации геомассива $E_{гм}$ не менее 40 МПа; мощность геомассива ниже подошвы щебенистой подушки: под жилым домом 12,5 м, под стоянкой 10 м.

Геомассив (рис. 5) выполняется путем равномерного армирования природного грунта жесткими грунтоцементными элементами (ГЦЭ). Грунтоцементные элементы работают в едином массиве с окружающим грунтом под всей подошвой



Рис. 5. Геомассив

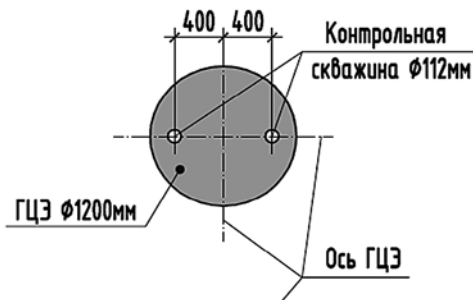


Рис. 6. Схема отборов кернов при контрольном бурении скважин

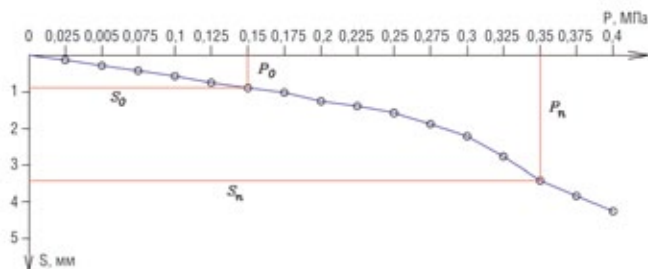


Рис. 8. Зависимость осадки от нагрузки

плиты и не рассматриваются как свайный элемент, передающий острием нагрузку на нижележащие слои. Диаметр элемента 1,2 м, расположение в плане по сетке 2,6×2,6 м.

Приведенный модуль деформаций искусственного основания («геомассива») в таком случае определяется по «методу смеси» на основе теории композитных материалов. Расчет приведенного модуля деформации выполняется по формуле:

$$E_{гр}^{экр} = \left[\frac{E_{гр}(A_{гр} - \sum A_{арм}) + E_{арм} \sum A_{арм}}{A_{гр}} \right]$$

В качестве матрицы рассматривается естественный грунт с его природными характеристиками, жесткостные характеристики и геометрические размеры грунтоцементных армирующих элементов определяются опытным путем.

В период производства работ велся постоянный контроль качества закрепления грунтов. Сплошность массива контролировалась контрольным бурением с отбором кернов (рис. 6). Образцы закрепленного грунта испытывались независимой лабораторией Горного института Уральского отделения РАН по стандартной методике определения предела прочности и модуля деформации материала. По результатам испытаний прочность на сжатие образцов составляет $R_{сж} = 3,5-4,5$ МПа, модуль обших деформаций $E = 2,5-3$ ГПа, что подтверждает проектные данные.

Для определения фактического модуля деформации искусственно улучшенного основания фундаментной плиты были выполнены натурные штамповые испытания по специально разработанной программе. Испытание проводилось согласно ГОСТ 20276-99 «Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости».

В качестве системы нагружения был использован железобетонный круглый штамп диаметром 112,8 см, площадью 10000 см², 100-тонный гидравлический домкрат и реактивная нагрузочная платформа весом 50 т (рис. 7). Перемещения штампа фиксировались с помощью прогибомеров 6ПАО. Модуль обших деформаций грунта определялся в интервале 0,15–0,25 МПа и 0,15–0,4 МПа. Нагрузку на штамп увеличивали ступенями давлений $\Delta p = 0,05$ МПа, предельное



Рис. 7. Система нагружения основания

давление на основание $p = 0,4$ МПа. Каждую ступень давления выдерживали до условной стабилизации деформации грунта (осадки штампа). За критерий условной стабилизации деформации принималась скорость осадки штампа, не превышающая 0,1 мм за время t , равное 2 ч (рис. 8).

Модуль деформации грунта E , МПа, вычислялся для линейного участка графика по формуле:

$$E = (1 - \nu^2) \cdot K_p \cdot K_1 \cdot D \frac{\Delta p}{\Delta S},$$

где величина коэффициента Пуассона ν принята равной 0,35, как для пылевато-глинистых грунтов.

По результатам штамповых испытаний получены следующие значения модуля деформации основания: $E_1 = 97,8$ МПа в интервале давлений 0,15–0,25 МПа (это величины расчетных давлений под фундаментной плитой); $E_2 = 61,8$ МПа в интервале давлений 0,15–0,35 МПа (для определения общей картины нагружения грунта).

Проведенные испытания показали, что требуемый проектный модуль деформации грунта обеспечен со значительным запасом прочности, и фактическое его значение выше расчетного. Таким образом, применяемая методика теоретического вычисления приведенной характеристики себя оправдывает. Это подтверждают также наблюдения за развитием осадок строящихся зданий на искусственно улучшенном основании.

Выполнен мониторинг за осадками строящегося в Перми 17-этажного жилого дома. По конструктивной схеме зда-

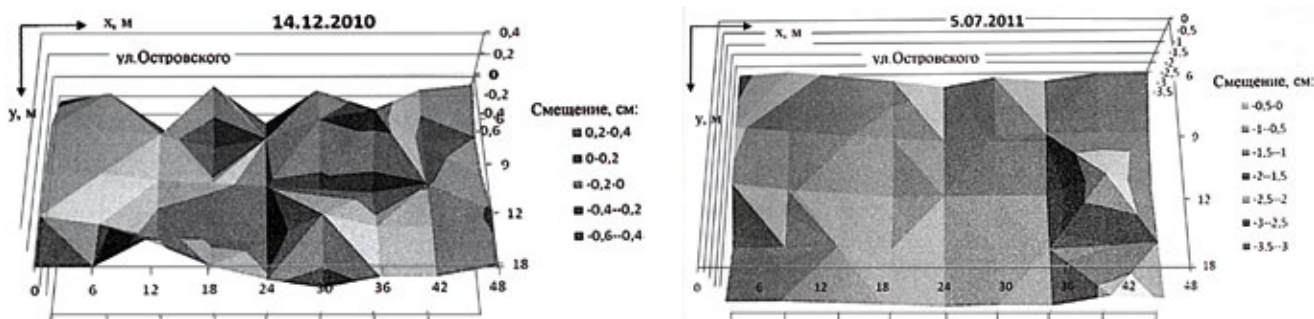


Рис. 9. Пространственное распределение величин вертикальных осадок фундаментной плиты на моменты наблюдений: а – 14.12.2010 (начало наблюдений); б – 5.07.2011 (конец наблюдений)

ние рамно-связевое с полным железобетонным каркасом. Фундамент – железобетонная монолитная плита. Габаритные размеры плиты в плане 50,4×22,1 м. Толщина плиты Н=900 мм.

Наблюдение за осадками данного здания проводилось, начиная с наиболее важного этапа строительства (появления нагрузок больше половины проектных). Измерение осадки фундаментной плиты как единого целого относительно поверхности недеформируемого грунта производилось гидронивелиром для каждого момента времени, путем измерения смещения точки наблюдения относительно фиксированной внешней точки.

За весь период наблюдений максимальная осадка фундаментной плиты относительно внешней неподвижной точки составила 3,85 см (рис. 8). Процесс осадки сооружения происходит равномерно, наблюдается смещение вниз всех точек фундамента практически на одну величину. В последних измерениях зарегистрирован процесс стабилизации осадок фундаментной плиты.

Расчетная величина максимальной осадки фундаментной плиты определенная с учетом моделирования основания в виде распределенного гомогенного материала – «геомассива» с приведенным модулем деформации 4,52 см,

при $E=40$ МПа, что на 17% больше фактической; 4,32 см, при $E=60$ МПа, что на 12% больше фактической. Хорошая сходимость теоретических и экспериментальных данных показывает адекватность применяемой теоретической модели геомассива для описания технологии улучшения физико-механических свойств грунтов.

Опыт проведенных работ на объекте показывает, что применение струйной технологии закрепления слабых водонасыщенных грунтов позволяет успешно осваивать даже самые сложные площадки [2], надежно обеспечивать эксплуатацию здания при высоком уровне грунтовых вод и может быть использовано для дальнейшего внедрения при строительстве подземных частей комплексов жилых зданий.

Список литературы

1. Маковецкий О. А., Зуев С. С. Опыт армирования слабых грунтов в основании фундаментных плит с применением струйной геотехнологии // Труды международной конференции по геотехнике «GeoMos-2010» Москва, 7–10 июня 2010 г. С. 1801–1808.
2. Старцев Ю.Г., Пономарев А.А., Зуев С.С., Маковецкий О. А. Строительство искусственного острова в акватории камского водохранилища // Гидротехника. 2012. № 2. С. 78–83.

11^я МЕЖДУНАРОДНАЯ ВЫСТАВКА

HI-TECH BUILDING 2012

АВТОМАТИЗАЦИЯ ЗДАНИЙ И ЭЛЕКТРОТЕХНИЧЕСКИЕ СИСТЕМЫ

30 ОКТЯБРЯ – 1 НОЯБРЯ
ЭКСПОЦЕНТР, ПАВИЛЬОН №1

- > АВТОМАТИЗАЦИЯ ЗДАНИЙ
- > СИСТЕМЫ УПРАВЛЕНИЯ «УМНЫЙ ДОМ»
- > ЭЛЕКТРОТЕХНИЧЕСКИЕ СИСТЕМЫ УПРАВЛЕНИЯ
- > УПРАВЛЕНИЕ ОСВЕЩЕНИЕМ

- > СИСТЕМЫ БЕЗОПАСНОСТИ
- > УПРАВЛЕНИЕ КЛИМАТОМ
- > ЭНЕРГОЭФФЕКТИВНЫЕ СИСТЕМЫ GREEN BUILDING PASSIVE HOUSE
- > IT СИСТЕМЫ

www.hitechbuilding.ru

Организатор:

При поддержке:

Генеральный Интернет-Партнер:

Строительная и интерьерная выставка

SibBuild

СтройСиб

Новосибирск Экспоцентр



5-8 февраля 2013

- Строительные материалы и оборудование
- Инструменты и крепеж
- Натуральный и искусственный камень
- Бетоны. Растворы
Бетонные заводы

19-22 февраля 2013

- Отделочные материалы
- Двери и замки
- Краски. Сухие строительные смеси
- Керамика. Сантехника
- Инженерное оборудование
- Электрика. Системы автоматизации зданий



Генеральный интернет-партнер



ITE Сибирская Ярмарка
ул. Станционная, 104
тел.: +7 (383) 363 00 63
sibbuild@sibfair.ru
www.sibfair.ru

Генеральный информационный спонсор



Официальный партнер



Генеральный интернет-партнер



Информационные партнеры



Туннель высшей сложности спроектирован в Allplan

«Основной Туннель Готард» расценивается как новаторское достижение XXI в. Его длина составит 57 км и он станет самым длинным туннелем в мире и самым быстрым наземным способом пересечь Альпы. Цель проекта состоит в том, чтобы связать Швейцарию с сетями высокоскоростных железнодорожных магистралей остальной части Европы, и максимально возможно перенести растущие потоки движения через Альпы с автомобильных дорог на железнодорожные соединения. Возможность использования быстрых поездов на новой более длинной линии будет означать, что движение товаров может быть более чем удвоено, в то время как для пассажиров время поездки между Цюрихом и Миланом, например, будет сокращено с более чем четырех часов в настоящее время до менее чем трех часов. К 2017 г. через «Основной Туннель Готард» поезда будут двигаться со скоростью 250 км/ч.

Чтобы сделать этот огромный проект реальностью в пределах кратчайшего времени, он был разделен на пять секций. С севера на юг разделение произведено следующим образом: Эрстфельд (7,4 км), Амстег (11,4 км), Седрун (8,8 км), Фаидо (14,6 км) и Бодио (16,6 км). Три средних секции будут проложены способом промежуточного врезания. Экстраординарные размеры означают огромные масштабы логистики. Возникает потребность в большем количестве ресурсов, чем при строительстве обычных туннелей: больше свежего воздуха, из-за большого объема туннеля, который должен быть вентилирован; больше транспортных ресурсов для персонала; больше строительного материала и вынимаемого грунта; большее количество спасательного оборудования; большее использование охлаждающих ресурсов.

В 1994 г. инженерный консорциум «Gotthard Base Tunnel North» под управлением конструкторского бюро «Gaehtler и партнеры» (Швейцария) выиграл заказ на проектирование и местное управление строительством северных частей туннеля Эрстфельд и Амстег. Заказ также включал управление охраной окружающей среды и связанные с главным проектом геологические работы. Секция Эрстфельд длиной 7,4 км включает не только два туннеля одноколейного пути и 22 поперечных галереи, но также и подземный проект ответвления для будущего расширения туннеля в северном направлении. Аналогично включен в проект туннель длиной 600 м – северный портал, а также внешние сооружения, необходимые для строительства: железнодо-

рожная станция строительной площадки, узел подготовки бетона и станция водоочистки. Следующая секция Амстег длиной 11,4 км включает собственно туннель с 38 поперечными галереями и галерею с силовым кабелем (1,9 км), а также северный промежуточный врез. Он состоит из галереи доступа длиной 1,8 км, различных внешних сооружений и адаптации к местной муниципальной инфраструктуре. Например, трасса одного из региональных шоссе должна была быть изменена, потому что его оригинальное направление пересекалось с входом в галерею доступа.

В рамках технического консорциума «Gaehtler и партнеры» запроектировано два главных туннеля в Эрстфельде и Амстеге, а также внешние сооружения в Амстеге: перенос шоссе и новые подъездные пути; возведение жилья, столовых и офисов; связь существующей индустриальной железной дороги между Эрстфельдом и Амстегом непосредственно со стройплощадкой железнодорожной станции.

Консорциум «Gaehtler и партнеры» использует 18 лицензий Allplan Конструирование во всех своих проектах надземного строительства, для проектирования несущих конструкций, инженерных систем, подземных работ, в том числе дорожных. Работы в Амстеге первоначально планировалось выполнять на системе Speedikon, которая к концу строительных работ в Амстеге и началу рабочего проекта в Эрстфельде заменена на Allplan. Новое программное обеспечение позволило все чертежи первой строительной секции принять без задержек и без проблем объединить в следующую секцию. По мнению ведущего менеджера проектов «Gaehtler и партнеры» Р. Вика, передача данных в Allplan от сравнительно чужой и старой системы САПР функционировала хорошо.

Сотрудники консорциума «Gaehtler и партнеры» отмечают надежность обмена данными в Allplan, когда необходимо сотрудничество в пределах технического консорциума и других компаний, вовлеченных в работу. Р. Вик отмечает, что Allplan делает подготовку и редактирование чертежа легче и уменьшает риск ошибок. Несмотря на стандартизацию, все еще имеется приблизительно 120 различных чертежей блока, а всего выпущено более 1000 чертежей и планов. Это огромный объем данных, но программа справилась с ним.

Чтобы оптимизировать расход бетона и, следовательно, затраты, инженеры разработали систему видеоизменяемых





«Gotthard Main Tunnel, Alp Transit,
Gotthard AG, Luzern/Switzerland»

опалубочных элементов. Данные цифровых обмеров геометрии поверхности проходки, показывающих точное место расположения защитных конструкций для туннельных работ, считываются непосредственно в Allplan и сохраняются с нормальными стандартными профилями. Принимая во внимание минимальные размеры элементов и геометрические граничные условия эксплуатационной секции, получена идеальная конфигурация опалубки.

Большие вышележащие слои (до 2400 м) в проекте Туннеля Готарда в нестабильных зонах могут привести к высоким областям напряжения. В некоторых точках высокое давление привело к деформациям массивных стальных профилей системы безопасности туннелей, потерявших устойчивость всего за несколько недель, поэтому понадобилось повторное перепрофилирование. С поддержкой

Allplan инженеры решают такие проблемы двумя способами: вводя соответственно сильное сопротивление в сомнительных зонах проекта в форме стальных арок, армирования и набрызгиваемого бетона (торкрет-бетона) либо вводя мягкие области, в пределах которых горные породы смогут деформироваться. Для этого используются специальные стальные профили, сжимающиеся как амортизаторы.

Дополнительные усиления предотвращают остаточные подвижки. В таких областях со сложными геотехническими проблемами производится армирование внутренней арки или сводов, разрабатываемое при помощи Allplan Конструирование. Наряду с трехмерным представлением сложных элементов программное обеспечение может автоматически выводить таблицы спецификаций для элементов армирования, что исключает ручные вычисления.

Добро пожаловать
в будущее
где все становится
возможным!

Технологии строительного
проектирования
из Германии
по СНиП/ГОСТ

Allplan 2012
Where everything becomes possible

Allplan в России: www.allbau-software.de

тел.: +7 (495) 971 5793

Реклама

Объемное проектирование позволяет успешно решить такие геометрические задачи, как определение наличия свободного пространства, корректности толщины арок и высот сводов, и возможность прокладки кабельных желобов к необходимым местам.

В связи с прокладкой кабельных желобов, изменяющих свое направление, постоянно возникают проблемы. Например, желоб идет снизу горизонтально по полу туннеля, но продлевается вертикально вверх к своду туннеля и при этом еще и изменяет направление. Также защитные кабельные трубы первоначально идут параллельно в том же самом поперечном сечении прежде, чем разделиться в определен-

ной точке и продолжиться в различных направлениях. Дополнительной проблемой было, что максимальные радиусы изгиба кабеля зависят от типа используемого кабеля.

Другая сложная задача была в Амстеге, где галереи доступа и кабельная галерея для электропитания железной дороги должны были пересечься. Получающиеся пространственные пересечения различных структур были также успешно решены на объемной модели.

По словам Р. Вика, предположительно проектные работы в Эрстфельде и Амстеге закончатся к 2014 г., а весь проект будет закончен в 2017 г., и тогда туннель будет принят в эксплуатацию.

Использование Allplan в проектах ОАО «Минскметропроект»

Один из наиболее значимых проектов, выполненных с применением Allplan в России, – реконструкция федеральной автодороги Адлер – Касная Поляна и строительство двух автодорожных туннелей на участке 46–47 км в Сочи, которая станет основной транспортной артерией Олимпиады 2014 и улучшит инфраструктуру в регионе.

ОАО «Минскметропроект» – одна из современных, динамично развивающихся компаний по проектированию объектов подземного транспортного строительства, основанная в 1977 г., завоевала лидирующие позиции не только на рынке Республики Беларусь, но и в других странах СНГ. В компании работает около 250 квалифицированных специалистов, выпускающих проектную документацию высокого качества. Тем самым компания создает конкурентоспособную продукцию и услуги в разработке проектной документации на строительство метрополитенов, туннелей различного назначения и других подземных и наземных сооружений в соответствии с требованиями заказчика. Добиться выхода на новые строительные рынки без сильного фундамента и квалифицированных специалистов – сложная задача, но фирма имеет в активе инновационное решение, – современную САПР Allplan от концерна Nemetschek GmbH и обученных специалистов с многолетним опытом.

По мнению архитектора ОАО «Минскметропроект» Н.Ф. Николаевич, работающей в Allplan с 1997 г., в проектировании объекта были задействованы не только специалисты ОАО «Минскметропроект», но и специалисты подрядных и партнерских компаний, работающие в других программных САПР системах, поэтому пришлось столкнуться с большим количеством информации и чертежей.



В проекте использовался модуль Allplan Архитектура для выполнения объемно-планировочных решений порталов туннелей и их визуализации в 3D. По словам Н.Ф. Николаевич, имея инструменты плоского черчения, невозможно учесть на чертеже все детали, пересечения элементов, а также получить фотореалистичные изображения для общения и презентации проектного предложения либо эскизного проекта Заказчику. Важным преимуществом Allplan специалисты считают возможность быстрого переключения между 2D и 3D в одной системе проектирования, в зависимости от потребностей проекта. Представление заказчику 3D модели дает возможность увидеть объект до его реализации, так как виртуальная модель гораздо нагляднее, чем просто чертежи.

Специалисты отмечают, что при помощи Allplan они получают новые заказы и имеют возможность эффективнее выполнять их, что является неотъемлемой частью успешной работы. Н.Ф. Николаевич считает, что именно в Allplan работать легче, так как в этой программе интуитивные инструменты проектирования. Объемное проектирование исключает ошибки. Важным фактором является возможность обмениваться данными с субподрядчиками и коллегами по проектированию, что позволяет избежать ошибок. Будущие тенденции проектирования – в объединении членов команды компании, в том числе всех разделов строительного проектирования. Виртуализация, подсчет стоимости строительных объектов – это следующий шаг современных проектировщиков.

По материалам Allbau Software GmbH

УДК 624.078.7

Д.А. МАЛИНИН, инженер,
Пермский научно-исследовательский политехнический университет

Несущая способность винтовых анкеров «Атлант»

Приведен расчет и основы проектирования анкеров «Атлант», а также результаты полевых испытаний на реальных строительных объектах по определению несущей способности анкера.

Ключевые слова: грунтовые винтовые анкеры, «Атлант», несущая способность.

Основным отличием винтовых самозабуриваемых анкеров от традиционных тросовых или арматурных анкеров является совмещение операции бурения скважины и установки анкера. Такое совмещение двух технологических операций позволяет значительно повысить производительность установки анкера в структурно-неустойчивых грунтах, тем самым снизить стоимость анкерной конструкции. В настоящее время на строительном рынке существуют предложения только зарубежных фирм-производителей.

Учитывая возросшую потребность отечественного строительного рынка, предприятием «Анкерные системы» разработана технология производства анкеров «Атлант» с винтовой поверхностью, аналогичной лучшим зарубежным образцам (рис. 1). Накатанная винтовая поверхность анкера обеспечивает сцепление тяги анкера с окружающей оболочкой из цементного камня [1].

Для производства анкерных тяг и соединительных муфт применяется высокопрочная легированная сталь с пониженным содержанием серы и фосфора. В настоящее время предприятие выпускает винтовые анкеры различных типоразмеров (таблица). Винтовые анкеры производятся в соответствии с ТУ 5264-001-63317637-2012 «Анкерные штанги «Атлант» и комплектующие элементы к ним». На анкеры получен «Сертификат соответствия ГОСТ Р № РОСС RU.АИ30.Н17131 от 07.03.12». В состав комплекта входят штанга винтовая, муфта соединительная, плита опорная, шайба сферическая, гайка сферическая, буровое долото.



Рис. 1. Анкер «Атлант»

Расчет анкеров «Атлант». Рассмотрим варианты расчета винтовых анкеров «Атлант» по методикам немецкого стандарта DIN 1054-2005 «Subsoil. Verification of the safety of earthworks and foundation» (Грунты. Проверка безопасности земляных работ и фундаментов) и российского нормативного документа СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты».

В соответствии с DIN 1054-2005, когда несущая способность анкера по грунту не может быть определена по результатам полевых испытаний, несущую способность определяют расчетом по формуле $F_d = \pi D l_k q_{sk}$, где D – диаметр цементной (грунтоцементной) оболочки анкера; l_k – длина корня анкера; q_{sk} – сопротивление по боковой поверхности анкера (для среднего и крупного гравия – 200 кПа, для песка – 150 кПа, для связных грунтов – 100 кПа).

Немецкими нормами предусмотрен расчет внешнего диаметра цементной оболочки D в зависимости от диаметра бурового долота d по формуле $D = d \cdot k_d$, где k_d – коэффициент увеличения диаметра корня анкера, принимаемый при установке анкера в гравийном грунте $k_d=2$; в песке – 1,5; в супесях и суглинках – 1,4; в глине – 1,3.

Рассматривая анкер «Атлант» как анкерную сваю, можно применить российский СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты», который регламентирует метод расчета свай на выдергивающую нагрузку (п. 7.2.9) по формуле $Fdu = \gamma_c u \gamma_{cf} f_i h_i$, где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте; u – периметр сечения сваи; γ_{cf} – коэффициент условий работы грунта на боковой поверхности сваи; f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности ствола сваи; h_i – толщина i -го слоя грунта.

В отличие от немецкого стандарта в российском СП отсутствует коэффициент увеличения диаметра тела анкера,

Тип штанги	57×6	73×11
Внешний диаметр, мм	57	73
Внутренний диаметр, мм	45	55
Площадь сечения, мм ²	961	2 142
Условный предел текучести, МПа	600	600
Прочность на разрыв, МПа	790	790
Усилие на пределе текучести, кН	577	1 285
Разрывное усилие, кН	759	1 692

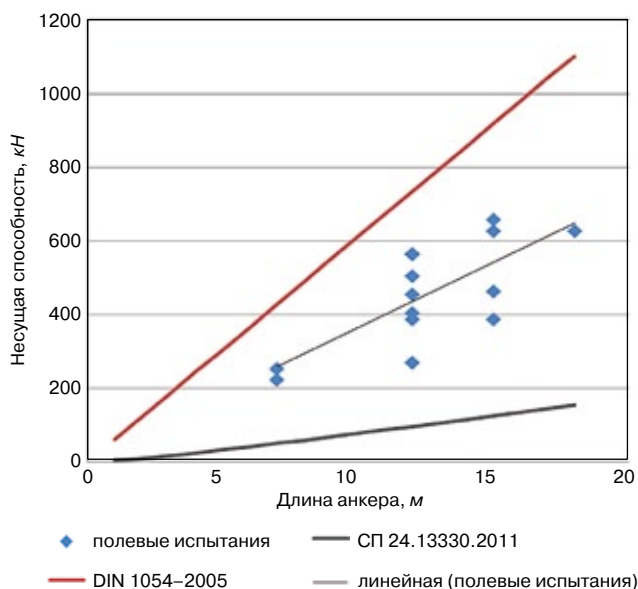


Рис. 2. Несущая способность анкера от его длины

и при этом вводятся два понижающих коэффициента условий работы сваи и грунта, принимаемые значения 0,8.

Анализ немецких и российских нормативных документов показывает, что расчетные значения сопротивлений анкера по грунту отличаются между собой в несколько раз. Так, например, в табл. 7.3 СП 24.13330.2011 максимальное сопротивление песчаных грунтов на боковой поверхности сваи на глубине 10 м составляет 65 кПа. А в DIN 1054-2005

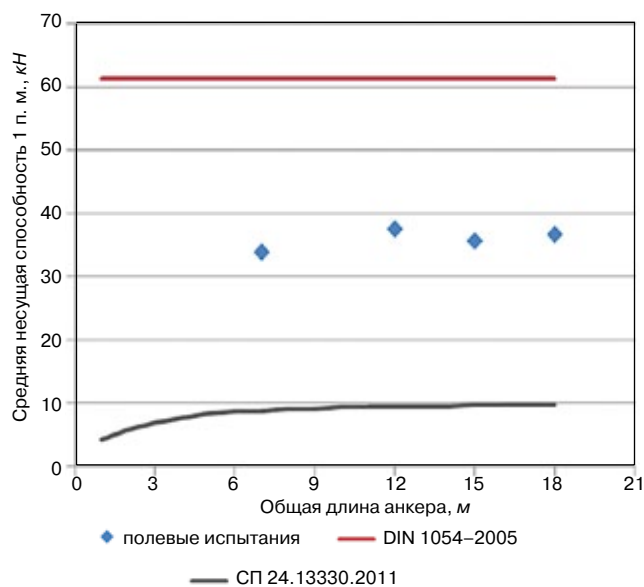


Рис. 3. Несущая способность 1 п. м анкера от его общей длины

сопротивление не зависит от глубины заложения анкера и для любых песчаных грунтов составляет 150 кПа, т. е. раз-личие составляет более чем в два раза.

Полевые испытания. Для сравнения расчетных методов по немецкому и отечественному стандартам были проведены полевые испытания анкеров «Атлант» на выдергивающую нагрузку. Первая группа испытаний несущей способности анкеров была проведена в рамках работ по рекон-





АНКЕРНЫЕ СИСТЕМЫ

(495) 226-18-37
(342) 219-61-56
info@anker-system.ru
www.anker-system.ru

ВИНТОВЫЕ АНКЕРА АТЛАНТ





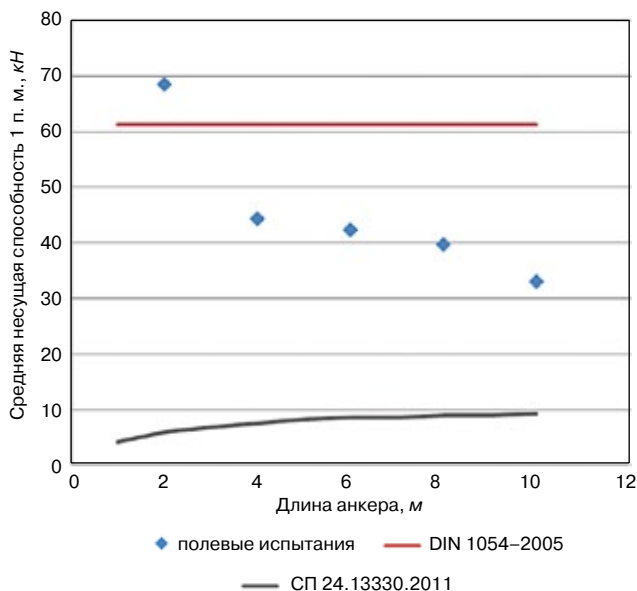


Рис. 4. Несущая способность 1 п. м анкера от его общей длины

струкции межшлюзовых причальных сооружений водного канала Волгобалт.

Анкеры «Атлант» применяли для крепления береговой шпунтовой стенки. В рамках испытаний были устроены анкеры «Атлант» различной длины. Всего было выполнено три опытных участка в мягкопластичных глинах. Диаметр бурового долота у всех анкеров составлял 150 мм. На рис. 2 показаны результаты полевых испытаний несущей способности анкера «Атлант» в зависимости от его длины, а также приведены прогнозируемые значения несущей способности, полученные расчетом по DIN 1054–2005 и СП 24.13330.2011. На рис. 3 показаны результаты эксперимента несущей способности анкера, приведенной на 1 п. м длины.

Вторая группа испытаний проведена при строительстве двух цехов на территории машиностроительного завода в Пермском крае. Целью полевых испытаний анкеров «Атлант» являлось исследование несущей способности 1 п. м анкера в зависимости от его общей длины.

Опытные анкеры были установлены вертикально в однородном грунте, представленном мягкопластичными суглинками. Для испытаний были устроены 15 анкеров длиной 2 м; 4 м; 6 м; 8 м; 10 м (по 3 шт. каждой длины). Анкерные штанги «Атлант» имели диаметр 57 мм (стенка 6 мм) и соединялись отрезками по 3 и 2 м с помощью муфт. Диаметр бурового долота составлял 150 мм.

Испытания анкеров проводились статической выдерживающей нагрузкой через 48 сут после их установки. Для приложения нагрузки использовался польный гидравлический домкрат ГЦП-100-100. Перемещения анкера определяли с помощью индикатора часового типа ИЧ-50. Нагружение проводилось до срыва анкера по грунту ступенями 50–100 кН в зависимости от длины анкера и этапа нагружения. На каждой ступени нагрузка выдерживалась до стабилизации прироста перемещений. За «срыв» анкера по грунту принимали непрерывное увеличение перемещений без увеличения нагрузки. Результаты испытаний приведены на рис. 4 и 5.

Анализ полученных результатов показывает, что в обоих случаях применение DIN 1054–2005 дает верхнюю оценку несущей способности анкера. Такие результаты объясняются значительной «простотой» формулы, к результатам

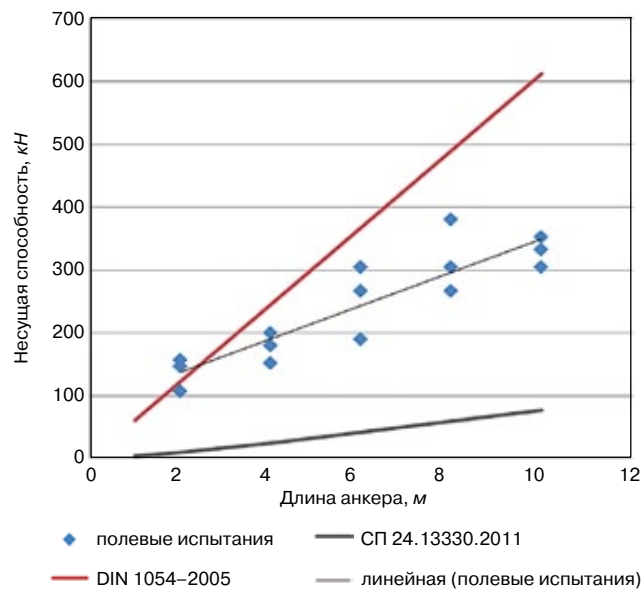


Рис. 5. Несущая способность анкера от его длины

расчета которой нужно относиться с особой осторожностью. Совпадение расчетов возможно с применением понижающего коэффициента $k=0,7-1$ (для глин – 0,7; суглинков – 0,8; супесей – 0,9; песков и гравия – 1).

Применение СП 24.13330.2011, наоборот, дает пониженное значение расчетной несущей способности и действует в «запас» задачи. Однако такой расчет может привести к «перепроектированию» объекта, т. е. к нецелесообразным финансовым затратам при строительстве объекта.

Особый интерес представляет определение несущей способности анкера, приведенной к 1 п. м его тяги. В соответствии с DIN, приведенная несущая способность не зависит от длины анкера.

Применение СП показывает, что прирост относительной несущей способности зависит от глубины заложения грунтового слоя. При горизонтальном или слабонаклонном устройстве анкера в слое мощностью не более 2 м относительная несущая способность будет, как и в предыдущем случае, постоянной величиной. Однако при вертикальном расположении анкера разница может быть существенной, при этом чем длиннее анкер, тем больше его относительная несущая способность.



Рис. 6. Укрепление подпорной стены анкерами «Атлант»

Между тем, результаты экспериментов показали, что с увеличением длины анкера (глубины бурения скважины) несущая способность 1 п. м анкера не только не увеличивается, но даже имеет склонность к уменьшению. Интенсивность изменения экспериментальной зависимости тем больше, чем меньше длина анкера.

Примеры выполненных строительных объектов.
С помощью анкеров «Атлант» выполнен ряд объектов в Москве, Сочи, Екатеринбурге, Набережных Челнах: усиление фундаментов зданий при проходке туннеля метрополитена, анкерное крепление подпорных стен и ограждений котлованов, усиление фундаментов окружающей постройки при устройстве глубоких котлованов (рис. 6).

Применение анкерных штанг российского производства дает возможность подрядным организациям снизить затраты на материалы примерно на 10–15%, а также получать анкерные штанги в оперативном порядке, не ожидая в течение 1–2 месяцев поставок из-за рубежа. В настоящее время производительность предприятия «Анкерные системы» позволяет производить в месяц до 9 тыс. п. м анкерных штанг и полного перечня комплектующих изделий к ним. При этом на складе всегда имеется 5–10 км готовой продукции.

Литература

1. *Малинин А.Г., Малинин Д.А.* Экспериментальное исследование прочности контакта армирующего элемента с цементным камнем // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 4. С. 34–36.



18-я выставка "ВАШЕ ЖИЛИЩЕ"
технологии для строительства и ЖКХ
Ярославль, 1-2 ноября 2012г.

РАЗДЕЛЫ ВЫСТАВКИ:

- Строительные материалы и конструкции
- Средства теплозащиты зданий и сооружений
- Отопление. Вентиляция. Кондиционирование
- Инженерное оборудование и системы
- Альтернативные источники энергии
- Оборудование для сбора и сортировки отходов
- Комплексные системы очистки
- Водоподготовка, водоснабжение, водоотведение
- Оборудование для рециклинга отходов производства и потребления
- Услуги по управлению МКД
- Дорожные, строительные, коммунальные машины

Выставка пройдет в рамках конференции «ЖКХ: развитие инфраструктуры для экологически безопасного и комфортного проживания»

УЧАСТНИКАМ ВЫСТАВКИ:

- Возможность общения с участниками конференции.
- В 2011 году большинство экспонентов получили крупные заказы именно от участников конференции.**

Оргкомитет: (4852) 45-06-46, 73-28-87
www.energo-resurs.ru

CCT

СПЕЦИАЛЬНАЯ СТРОИТЕЛЬНАЯ ТЕХНИКА

МИКСЕРНЫЕ СТАНЦИИ ДЛЯ ЦЕМЕНТНЫХ РАСТВОРОВ

Станции миксерные "Вихрь"
для работ по технологии
струйной цементации

Производительность 18-25 м³/ч

Станции миксерные "Мини"
для инъекционных работ

Производительность 5-8 м³/ч

т. (495) 226-18-37

т. (342) 219-61-56

info@cct-drill.ru

WWW.CCT-DRILL.RU



Реклама

УДК 624.1

*О.А. ШУЛЯТЬЕВ, канд. техн. наук, В.С. ПОСПЕХОВ, С.О. ШУЛЯТЬЕВ, инженеры,
НИИОСП им. Н.М. Герсевича (Москва)*

Из практики проектирования ограждающей конструкции и фундаментной плиты административного комплекса зданий с четырехуровневой подземной автостоянкой

Рассмотрены особенности проектирования конструкций ограждения котлована глубиной 18 м и фундамента административного комплекса, расчет которого с учетом жесткости верхних конструкций, последовательности их возведения, ограждения котлована и других факторов позволил заменить плитно-свайный фундамент на фундаментную плиту.

Ключевые слова: совместные расчеты, геотехнический барьер, фундамент, ограждающая конструкция котлована.

Офисно-административный комплекс (ранее называвшийся Delfos – Плаза), строительство которого ведется в настоящее время в Центральном административном округе Москвы (ул. Можайский вал, вл. 8), представляет комплекс из 4 разноэтажных зданий, два из которых 14-этажные и два 10-этажные высотой 55 м и 41 м соответственно. В плане комплекс представляет собой подкову размерами 140×85 м, опоясывающую существующее офисное здание (рис. 1). В подземной части комплекса расположена 4-уровневая подземная автостоянка, объединяющая все 4 здания в одну стилобатную часть.

В соответствии с архитектурной концепцией проектное решение комплекса имеет следующие особенности: глубина котлована составляет 18 м (рис. 2); комплекс огибает существующее 8-этажное здание, располагающееся в центре площадки строительства, на расстоянии 1–2 м от ограждения котлована (рис. 1); высотные части расположены в краевых зонах комплекса, контактируя с ограждающей конструкцией.

В конструктивном плане сооружение представляет собой связевой каркас с несущими колоннами (пилонами) и стенами. Пространственная жесткость обеспечивается совместной работой колонн с плитами перекрытий, в качестве основного связевого элемента выступают стены. На рис. 3 представлен план 4-го подземного этажа административного комплекса с указанием основных несущих конструкций.

В геологическом строении площадка строительства сложена в основном четвертичными отложениями, представленными насыпными грунтами, мощностью в среднем 3 м, аллювиальными и флювиогляциальными плотными (реже средней плотности) песками, крупностью от мелких до гравелистых, мощностью в среднем 15 м, а также пластичными супесями мощностью в среднем 7 м.

Четвертичные отложения подстилаются коренными каменноугольными породами, представленными по большей части известняками и твердыми глинами.



Рис. 1. Общий вид комплекса

№ ИГЭ	Наименование грунта	Плотность ρ , г/см ³	Модуль деформации E , МПа	Угол внутреннего трения φ , град.	Удельное сцепление c , кПа
1	Насыпные грунты	Расчетное сопротивление $R_0 = 100$ кПа			
2	Пески крупные, средней плотности, маловлажные	1,72	24	33	0,6
2б	Пески крупные, плотные, маловлажные	1,79	37	36	1,3
3	Пески средней крупности, средней плотности, маловлажные	1,72	23	32	1,5
4б	Пески мелкие, плотные маловлажные	1,8	35	34	4
5	Супеси пластичные	2,04	22	25	15
7б	Пески средней крупности плотные, водонасыщенные	2,08	40	39	2,4
10а	Глины твердые	2,1	52	17	61
11	Известняки средней прочности и прочные, размягчаемые и неразмягчаемые	2,3	Предел прочности на одноосное сжатие: $R_c = 36/32(30)$ МПа		

Гидрогеологические условия участка строительства характеризуются распространением трех постоянных водоносных горизонтов: основного четвертичного, расположенного на глубине 16 м, и двух, расположенных в известняках, залегающих на значительных глубинах 30 и 50 м, и, потому в расчетах они не учитывались.

Характерный инженерно-геологический разрез представлен на рис. 2, а в таблице приведены нормативные физико-механические характеристики инженерно-геологических элементов.

Особенности конструктивного решения подземной части комплекса: строительство четырехуровневой подземной парковки ведется из котлована глубиной 18 м. В качестве ограждающей конструкции котлована принята «стена в грунте» совершенного типа глубиной 35 м, одновременно выполняющая роль противодиффузионной завесы.

В связи с тем, что комплекс проектируется вокруг уже существующего офисного здания, осадки которого от устройства подземной части не должны превышать 3 см, разработан следующий комплекс мероприятий:

- стена в грунте рядом с существующим зданием, с целью повышения жесткости и, как следствие, снижения ее перемещения и осадок существующего здания, выполнена толщиной 0,8 м, в то время как в остальной части – 0,6 м;
- удерживающая конструкция и разработка котлована в широкой части (рис. 3, правая часть) выполнялась методом semi-top-down (сверху вниз), в узкой – с помощью распорных конструкций (рис. 3, левая часть);
- между фундаментом существующего здания и ограждением котлована были выполнены защитные мероприятия в виде геотехнического барьера.

Выполнение второго мероприятия позволяет, с одной стороны, учитывая большую податливость удерживающей системы распорок из стальных труб по сравнению с разработкой котлована с удерживающей конструкцией из железобетонных дисков перекрытия при строительстве методом semi-top-down (особенно при больших величинах пролетов и глубин котлована), в том числе в результате в результате температурных деформаций [1, 2], снизить перемещения ограждающей конструкции, а следовательно и осадки существующего здания. С другой стороны позволяет вести разработку грунта довольно крупными механизмами и вывозить его с каждого уровня котлована по пандусам, расположенным в открытой части котлована, раскрепленного системой распорок. Последнее позволило существенно сократить сроки строительства подземной части.

Учитывая возможные технологические осадки в результате устройства стены в грунте глубиной 35 м вплотную к фундаменту здания, а также перемещения ограждающей конструкции котлована в процессе экскавации грунта был разработан проект защитного геотехнического барьера, активно применяемого в последнее время для защиты существующих зданий [3–5]. Суть этого мероприятия в следующем: между существующим зданием и конструкцией ограждения котлована выполняется ряд вертикальных инъекторов, расположенных с шагом 0,5 м и глубиной до 20 м от поверхности земли. Через данные инъекторы в грунт закачивается цементный раствор методом многоразовой инъекции по манжетной технологии. Перед началом работ по устройству «стены в грунте» производится заполнительная цементация, предназначенная для заполнения полостей и крупных пор грунта и подготовки грунта ко второй и

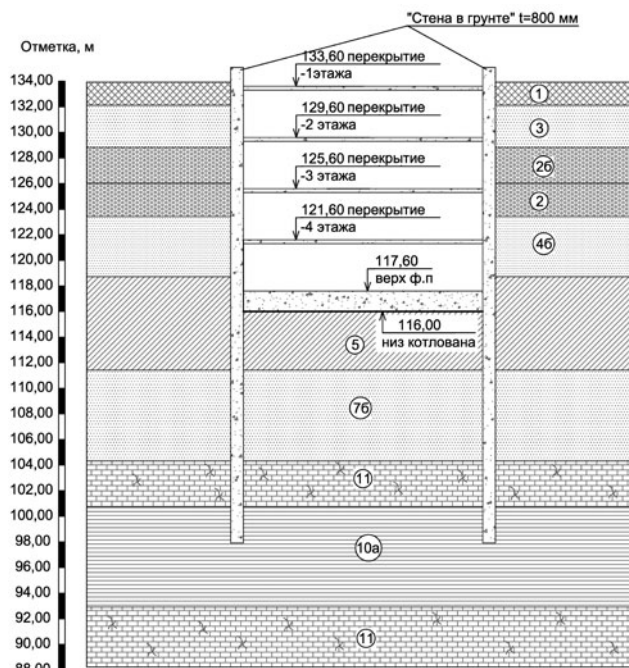


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез

последующим стадиям компенсационного нагнетания. Вторая и последующие стадии (компенсационное нагнетание) предназначены для компенсации изменения напряженно-деформированного состояния грунта в результате влияния строительства на существующую застройку.

Особенности проектирования фундаментов. Как отмечалось выше 10–14-этажные надземные части комплекса располагаются несимметрично, «прижимаясь» к боковым граням подземной части. Это создает эксцентриситет в приложении нагрузки. Выполненные расчеты показали, что при расположении комплекса на плитном фундаменте возникает крен зданий, величина которого превышает предельно допустимые значения, что недопустимо для нормальной эксплуатации лифтового оборудования. В связи с этим первоначально был разработан плитно-свайный фундамент, включающий 170 буронабивных свай $\varnothing 1,2$ м, длиной 12,5 м, объединенных ростверком толщиной 1 м.

В дальнейшем, в результате выполнения дополнительных инженерно-геологических изысканий, уточняющих геологическое строение и физико-механические характеристики грунта, а также проведения уточняющих расчетов появилась возможность отказаться от свай.

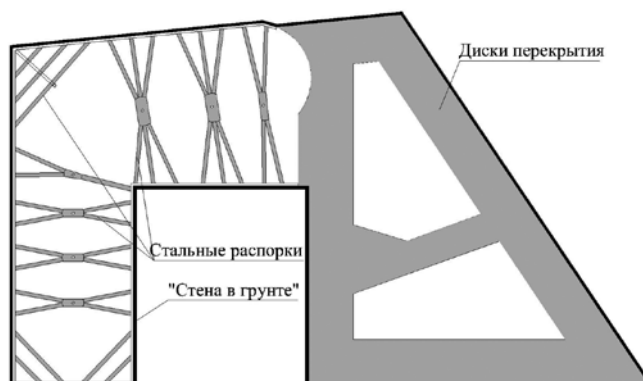


Рис. 3. Схема крепления ограждения котлована

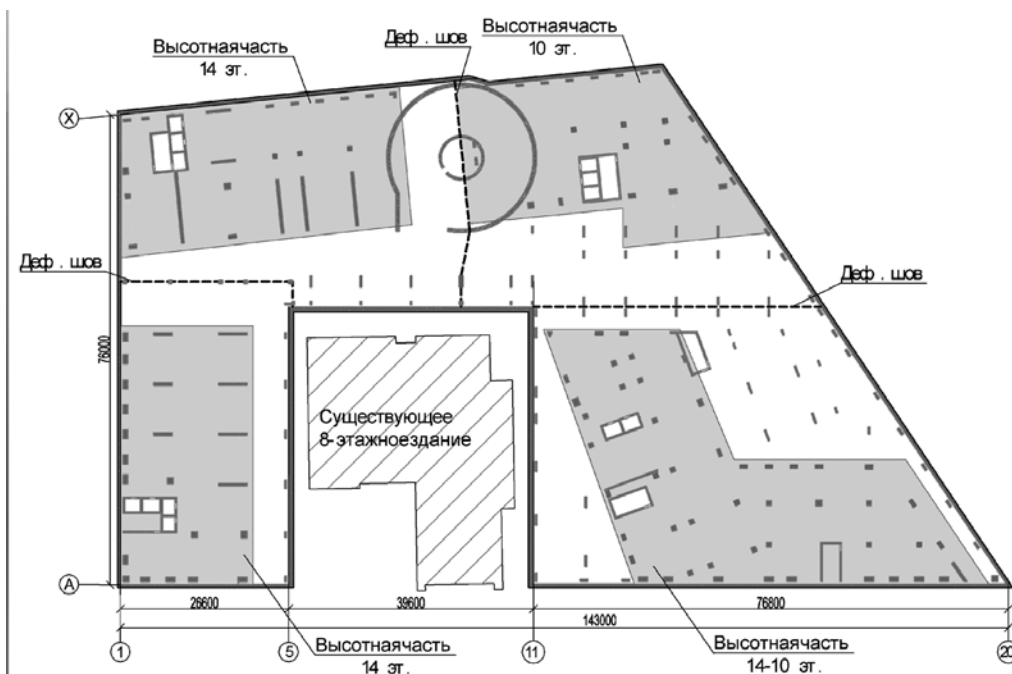


Рис. 4. План 4-го подвального этажа

В связи с тем, что комплекс зданий имеет большое заглубление (фундамент располагается на глубине 18 м) и развитую подземную часть, вес здания не превышает веса вынутаго грунта. Таким образом, грунты основания при строительстве на них административного комплекса будут работать квазиупруго с деформационными характеристиками, определяемыми по вторичной ветви нагружения. Учет этого дает значительное снижение общих, а значит и неравномерных осадок. Кроме этого, для уточнения расчетов фундамента учитывались следующие факторы:

- конструкции каркаса здания;
- поэтапный монтаж конструкций каркаса здания;
- наличия в основании фундамента конструкции ограждения котлована (стены в грунте толщиной 0,6–0,8 м и глубиной 35 м).

Известно [6–9], что учет конструкций здания при расчете фундаментов способен изменить напряженно-деформированное состояние фундаментных конструкций, давая при этом полное представление о работе фундамен-

та в составе каркаса здания. При этом выигрывают не только геотехники, но и конструкторы каркаса здания, поскольку, при введении в расчетную схему податливого основания, неопределенность усилий, связанная с деформацией фундаментов, отпадает сами собой.

В настоящее время расчеты фундаментов с учетом жесткости надземного строения уже входят в повседневную практику, однако и здесь имеются свои подводные камни. Здание не возводится мгновенно. Если это не учитывать, то результаты расчетов, полученные с учетом этой предпосылки, не всегда будут соответствовать тому, что получится в итоге после завершения строительства.

Жесткость одного этажа не возможно сравнить с жесткостью всего каркаса здания в целом, а это значит, что по мере роста этажности жесткость здания постоянно меняется. По мере роста этажности растет и нагрузка, которая воспринимается зданием на этапе строительства. Сам учет монтажа конструкций или роста жесткости сооружения может привести как к увеличению моментов и неравномерных деформаций, вследствие меньшей жесткости каркаса, так и к их уменьшению, вследствие перераспределения нагрузок.

Учитывая разную этажность зданий, для уменьшения моментов не только в фундаментной, но и в надземной конструкции было принято решение о разделении всего комплекса тремя деформационными швами (см рис. 3). Это решение позволило не только уменьшить изгибающие моменты в разнонагруженных частях комплекса, но и дало возможность независимо деформироваться отдельным его частям, уменьшая при этом неравномерность деформаций.

Важным является вопрос учета в расчете фундамента ограждающей конструкции котлована. Как показали исследования, проведенные в ПК PLAXIS 2D, учет ограждающей конструкции позволяет уменьшить краевые осадки фундамента минимум на 15%. А для здания, у которого основная часть нагрузки сконцентрирована в краевой зоне, этот фактор является весьма существенным.

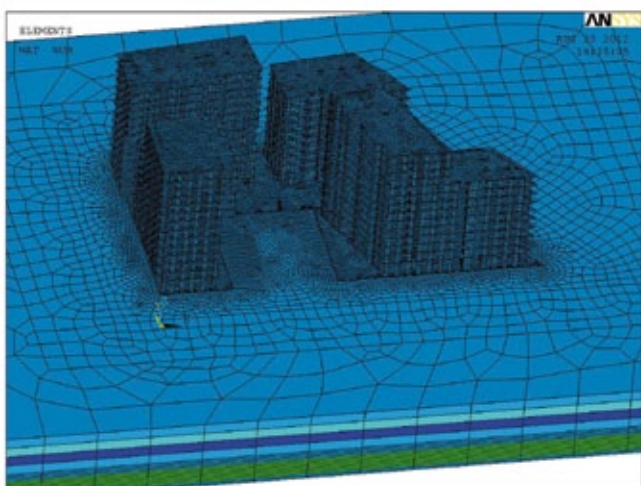


Рис. 5. Общий вид расчетной схемы

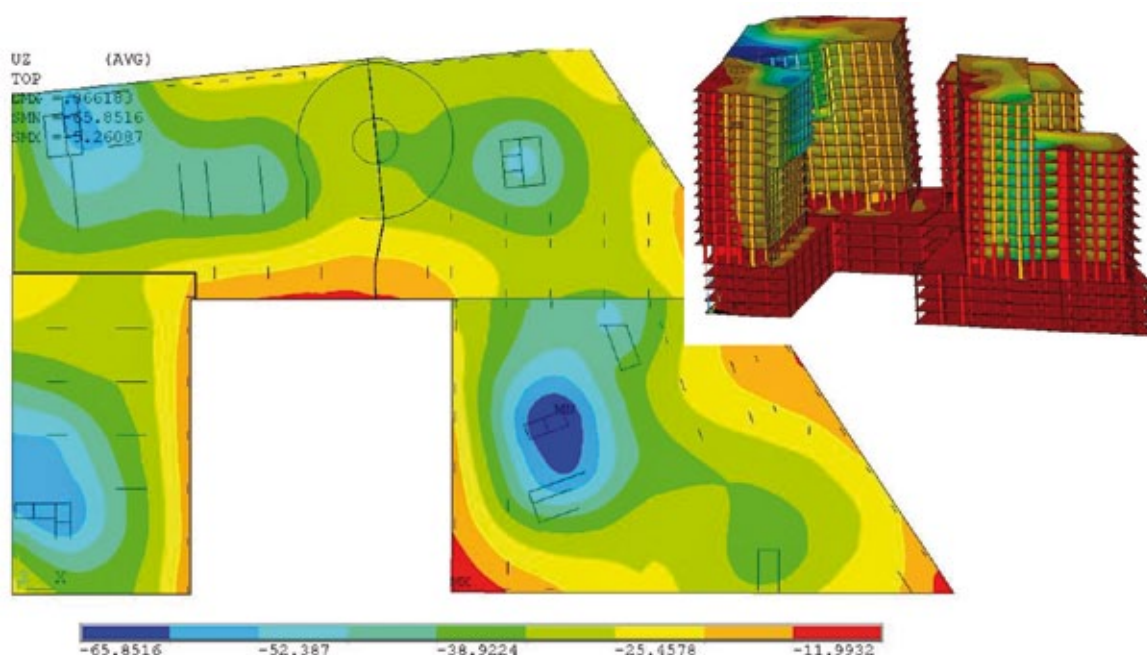


Рис. 6. Изополе осадок фундаментной плиты, мм

Развитие современной техники дает возможность учесть все вышеперечисленные факторы в одной расчетной модели.

Для выполнения расчета фундаментов административно-офисного комплекса построена модель в ПК ANSYS 13, позволяющая учитывать работу грунта основания, ограждающую конструкцию котлована, а также каркас здания с учетом его монтажа (рис. 5).

Расчетная модель включала порядка 580 тыс. конечных элементов (КЭ). Грунт основания моделировался объемными КЭ, плиты перекрытия и фундамент – оболочечными КЭ, а колонны – стержневыми КЭ. Во избежание возникновения чрезмерных изгибающих моментов под колоннами установлены специальные «жесткие» элементы с размерами, соответствующими размерам колонн, и толщиной, равной высоте этажа, тем самым уменьшая значения завышенных моментов, вызванных сингулярностью при приложении нагрузки.

В результате расчетов (рис. 5, 6) было получено, что ни для одного из зданий комплекса максимальная осадка не превысит 7 см, а ее максимальная неравномерность составит 0,0027, что меньше предельных значений (0,003). А это значит, что комплекс зданий может быть построен на плитном фундаменте без ущерба для эксплуатационных качеств зданий.

Возможность строительства комплекса на плитном фундаменте позволила сэкономить только на бетоне свай несколько десятков миллионов рублей, не учитывая то, что сроки строительства существенно сократились.

Список литературы

1. Петрухин В.П., Поспехов В.С., Шулятьев О.А. Опыт проектирования и мониторинга глубокого котлована // Сборник научных трудов НИИОСП им. Н.М. Герсевича. 2008. Вып. 99. С. 139.
2. Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Колыбин И.В., Мозгачева О.А., Безволев С.Г., Кисин Б.Ф. Строительство

ММДЦ «Москва-СИТИ» // Российская архитектурно-строительная энциклопедия. Том XII. Строительство подземных сооружений. 2008. С. 360.

3. Пат. № 2245966 РФ. Способ возведения подземных сооружений в зоне городской застройки / В.П. Петрухин, О.А. Шулятьев, О.А. Мозгачева. Заявл. 7.08.2002. Оpubл. 20.02.2004. 2005, Бюл. № 3.
4. Construction of the underground part of the Turkish Trade Center in Moscow. V.P. Petrukhin, O.A. Shuljatjev, O.A. Mozgacheva // 4th International Symposium Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground (IS-Toulouse 2002). P.125.
5. Разводовский Д.Е., Шулятьев О.А., Никифорова Н.С. Оценка влияния нового строительства и мероприятия по защите существующих зданий и сооружений // Российская архитектурно-строительная энциклопедия. Том XII. Строительство подземных сооружений. 2008. С. 409.
6. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. М.: Стройиздат, 1984. 679 с.
7. Маликова Т.А., Болтянский Е.З., Чинилин Ю.Ю. Совместный расчет фундаментной плиты и надфундаментных конструкций элеваторных сооружений конечной жесткости на закарстованном основании // Тр. НИИ оснований и подземных сооружений. 1985. Вып. 84. С. 89.
8. Шулятьев С.О., Федоровский В.Г., Дубинский С.И. Расчет фундаментной плиты в составе здания с полным каркасом методом численного моделирования с учетом последовательности возведения // Сборник статей международной научно-технической конференции: Численные методы расчетов в практической геотехнике. СПбГАСУ, 2012. 36 с.
9. Боков И.А., Шулятьев С.О. Прогноз осадок свайных фундаментов многоэтажных зданий при застройке Павшинской поймы и сравнение их с результатами мониторинга // Жилищное строительство. 2010. № 5. С. 2–6.

УДК 621.396.96:550.837.8

*В.Б. БОЛТИНЦЕВ, канд. техн. наук, зам. генерального директора по НИР
ЗАО НПФ «Геодизонд» (Санкт-Петербург)*

Расширение возможностей мониторинга подземного пространства методом ЭМИ СШП зондирования

Определение диэлектрических свойств сложных грунтов является очень важной задачей, для решения которой проводились изыскания геофизическим методом электромагнитного импульсного сверхширокополосного (ЭМИ СШП) зондирования путем определения диэлектрических свойств сложных пород в забое (выполнение требований ГОСТ 25495–82 «Породы горные. Метод определения диэлектрической проницаемости и тангенса угла диэлектрических потерь»).

Ключевые слова: сверхширокополосный, метод Винера–Хопфа, георадиолокация, дрейфовый диод с резким восстановлением, время релаксации, метод Вольперта–Смита.

Последние сорок лет для решения задач градостроительства широко привлекается георадиолокация – технология, использующая при изучении подземного пространства принципы радиолокации (активно разрабатывается в США, Франции, Швеции, России и др.).

Метод электромагнитного импульсного (ЭМИ) сверхширокополосного (СШП) зондирования [1, 2], как один из методов георадиолокации, нашел применение в инженерной геологии и строительной индустрии за счет увеличения глубины исследований.

Отличие ЭМИ СШП зондирования от георадиолокации состоит в уровне согласования приемных и передающей антенн [3, 4], для которых согласование со средой по полю реализовано «ямой Брюстера»: угол падения излучаемой волны ~ (68–74°) для волнового сопротивления среды 91,4–93,4 Ом в диапазоне частот 0,3–884 МГц при КСВн, измеренном относительно сухого бетона, ~ 2,25.

Эффективность применения комплекса ЭМИ СШП зондирования вперед забоя строящихся выработок доказана на примере тоннелей в г. Сочи, где создана система непрерывного мониторинга [5] инженерно-геологического пространства под следующие задачи: определение числа слоев, участвующих в разрезе (литологическое расчленение разреза); прогноз тектонического и гидрологического состояния горного массива; контроль качества инъекционно-го закрепления [6].

Основной практической задачей, решаемой методом ЭМИ СШП зондирования при идентификации подповерхностных структур, является определение глубины залегания слоя или объекта, которую находят по формуле:

$$R = \frac{c \cdot \Delta t}{2 \cdot \sqrt{\epsilon'_s}},$$

где c – скорость света; Δt – задержка зондирующего сигнала; ϵ'_s – эффективное значение комплексной диэлектрической проницаемости (ДП):

$$\epsilon^*(\omega) = \epsilon'_s(\omega) \cdot [1 - j \cdot \operatorname{tg} \delta(\omega)],$$

где $\operatorname{tg} \delta(\omega)$ – тангенс угла диэлектрических потерь.

Если скорость света известна, задержка зондирующего сигнала является величиной измеряемой, то определение ϵ'_s является в общем случае сложной задачей. Основным нормирующим документом для ϵ'_s является ГОСТ 25495–82 «Породы горные. Метод определения диэлектрической проницаемости и тангенса угла диэлектрических потерь», который распространяется на твердые горные породы.

Если на 90% территории РФ первый слой подстилающей среды – влажные грунты, электрические свойства которых неплохо изучены, то влияние влажности и минерального состава скелета породы в забое на электрические свойства породы изучены слабо.

В ЭМИ полях особенно важно учитывать наличие влажных сильнопористых песчано-глинистых грунтов как составляющих горные породы, поскольку наибольшим изменениям подвержена жидкая фаза среды [7, 8].

Особенности частотной дисперсии электрических свойств грунтов в горных породах принято делить на две группы:

– к *первой* относят данные, полученные на сухих и слабоблажных образцах, для которых характерно монотонное понижение ϵ'_s с ростом частоты и приближение к высокочастотной асимптотике уже на частотах 10^4 – 10^5 Гц;

– ко *второй* относят данные для более влажных образцов ($W_v > 1\%$), для которых наблюдается область дисперсионного перехода ϵ'_s с выходом на высокочастотную асимптотику. Для этой группы характерна более сильная дифференциация ϵ'_s в зависимости от W_v в области высокочастотных (≥ 1 МГц) значений – в 6–8 раз.

Данные для образцов глин свидетельствуют, что для них область дисперсионного перехода ϵ'_s сдвинута в сторону высоких частот и находится примерно в диапазоне 10^7 – 10^8 Гц. С увеличением влажности ($W_v \geq 2$ – 3%) наблюдается значительное возрастание крутизны кривых ϵ'_s в области дисперсионного перехода, что соответствует сужению диапазона времен релаксации – возрастанию узкополосности в отраженном ЭМИ СШП сигнале. При дальнейшем увеличении влажности происходит уменьшение крутизны спада ϵ'_s , т. е. возрастание электрической неоднородности среды и расширение диапазона времен релаксации, но не столь сильное, как при малой влажности.

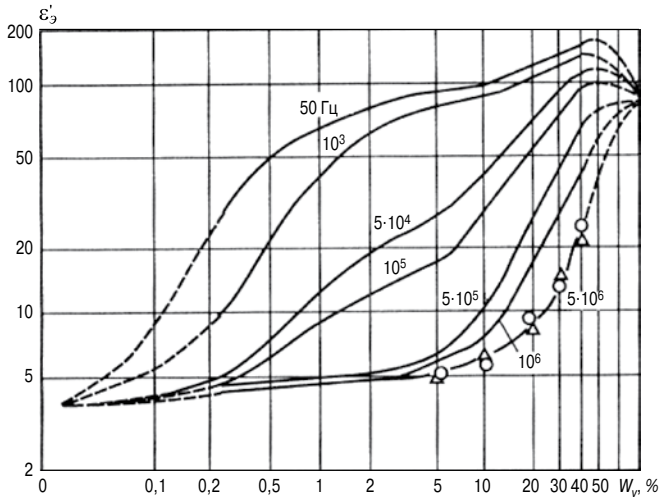


Рис. 1. Зависимость ϵ'_3 песчано-глинистого грунта от объемной влажности W_v , %, в частотном диапазоне нескольких октав (50–500 МГц). Заметное возрастание ϵ'_3 имеет место только при значительной влажности (появлении относительно свободной воды с $\epsilon'_3 \sim 80$). Начиная с $\sim 0,5$ МГц преобладает релаксационный компонент ориентационной молекулярной (дипольной) поляризации. Эта закономерность подтверждается во влагометрии талых золовых песков и глинистых грунтов на частоте ~ 500 МГц (обозначения О и Δ на рис. 1). Объединяя результаты экспериментов по определению ϵ'_3 мелкозернистого кварцевого песка с данными лабораторных измерений для золового песка и лесса, электрических свойств мерзлых песчано-глинистых пород в переменных электромагнитных полях, можно составить общую картину частотной дисперсии песчано-глинистых [7] грунтов при положительных температурах, а именно: в интервале частот $< 10^6$ Гц частотная дисперсия обусловлена сменой доминирования макродипольного механизма поляризации дипольно-релаксационным (частоты 10^6 – 10^7 Гц).

На рис. 1 приведена зависимость ϵ'_3 песчано-глинистого грунта от объемной влажности W_v , %, в частотном диапазоне нескольких октав (50–500 МГц). Заметное возрастание ϵ'_3 имеет место только при значительной влажности (появлении относительно свободной воды с $\epsilon'_3 \sim 80$). Начиная с $\sim 0,5$ МГц преобладает релаксационный компонент ориентационной молекулярной (дипольной) поляризации. Эта закономерность подтверждается во влагометрии талых золовых песков и глинистых грунтов на частоте ~ 500 МГц (обозначения О и Δ на рис. 1). Объединяя результаты экспериментов по определению ϵ'_3 мелкозернистого кварцевого песка с данными лабораторных измерений для золового песка и лесса, электрических свойств мерзлых песчано-глинистых пород в переменных электромагнитных полях, можно составить общую картину частотной дисперсии песчано-глинистых [7] грунтов при положительных температурах, а именно: в интервале частот $< 10^6$ Гц частотная дисперсия обусловлена сменой доминирования макродипольного механизма поляризации дипольно-релаксационным (частоты 10^6 – 10^7 Гц).

Для глинистых влажных грунтов общая картина частотной дисперсии ϵ'_3 считается сходной. Сопоставление имеющих данных указывает на наличие в глинах двух областей частотной дисперсии, отличительными чертами которых являются сдвиг интервала первой области дисперсии ($< 10^6$ Гц) к более высоким частотам и большие (по сравнению с песком при одинаковых влажностях) значения ϵ'_3 в интервале частот 10^7 – 10^9 Гц – для второй области. Максимум $\text{tg}\delta$ определяется эффективным временем релаксации грунта, которое в первую очередь связано с макродипольной поляризуемостью воды.

Таким образом, электрические свойства песчано-глинистых грунтов в переменных электромагнитных полях определяются их влажностью. Влияние минерального состава имеет второстепенный характер, т. е. ϵ'_3 определяется содержанием и состоянием незамерзшей воды, чья частотная зависимость дает возможность судить о степени дисперсности грунта.

При ЭМИ СШП зондировании таких грунтов Фурье образ отраженного сигнала всегда лежит между кривыми 10^6 Гц и 500 МГц (кривые с обозначениями О и Δ на рис. 1), поэтому задача по определению ϵ'_3 может быть сведена к ее

прямым измерениям в забое с последующим прогнозом по кривой Delaney – Arcsone (рис. 1).

Принципиальное значение необходимости знания ϵ'_3 состоит в следующем. Ошибка в определении глубины ΔR , найденная через вариационное исчисление:

$$R = \frac{c \cdot \Delta t}{2 \cdot \sqrt{\epsilon'_3}}, \quad \text{var}(R \cdot 2 \sqrt{\epsilon'_3}) = c \cdot \text{var}(\Delta t),$$

$$\Delta R \cdot 2 \cdot \sqrt{\epsilon'_3} + \frac{2 \cdot R \cdot \Delta \epsilon'_3}{2 \cdot \epsilon'_3 \sqrt{\epsilon'_3}} = c \cdot \left\{ \Delta t_{\text{джк}} + \frac{\Delta T}{12} + \frac{1}{\Delta F_{\text{ант}}} + \frac{1}{\Delta F_{\text{осц}}} \right\},$$

$$\Delta R = \frac{c}{2 \cdot \sqrt{\epsilon'_3}} \cdot \left\{ \Delta t_{\text{джк}} + \frac{\Delta T}{12} + \frac{1}{\Delta F_{\text{ант}}} + \frac{1}{\Delta F_{\text{осц}}} \right\} - \frac{R \cdot \Delta \epsilon'_3}{2 \cdot (\epsilon'_3)^2},$$

где $\Delta t_{\text{джк}}$ – джиттер генератора; $\frac{\Delta T}{12}$ – погрешность АЦП осциллографа (приемника), считается имеющей равномерное распределение; $\frac{1}{\Delta F_{\text{ант}}}$ – погрешность, обусловленная конечностью полосы антенны; $\frac{1}{\Delta F_{\text{осц}}}$ – погрешность, обусловленная конечностью полосы осциллографа (приемника); R – истинное значение глубины; $\Delta \epsilon'_3$ – вариация (отклонение) значения диэлектрической проницаемости от истинной.

Анализ последней формулы показывает, что первое слагаемое может не превышать 30 см и является постоянным, т. е. при $\epsilon'_3 \approx 16$ и $R \approx 100$ м:

$$\Delta R \approx 30 \text{ см} \mp 2 \cdot R \cdot 10^{-3} \cdot |\Delta \epsilon'_3| \approx 30 \text{ см} \mp 20 \text{ см} \cdot |\Delta \epsilon'_3|,$$

где $\text{dim}(R)$ – размерность значения глубины, см; $\text{dim}(\Delta \epsilon'_3)$, $\text{dim}(\epsilon'_3)$, отн. ед.

Пример. При $|\Delta \epsilon'_3| = 1$, $\epsilon'_3 \approx 16$ и $R \approx 100$ м, $\Delta R \approx +(10-50)$ см при $|\Delta \epsilon'_3| = 5$, $\epsilon'_3 \approx 16$ и $R \approx 100$ м, $\Delta R \approx -70 + 130$ см. Таким образом, влияние $\Delta \epsilon'_3$ очевидно.

Для решения задачи по минимизации $\Delta \epsilon'_3$ необходимы измерения ϵ'_3 в широком диапазоне частот в реальных условиях (условия забоя). Установка, реализующая подобные измерения, должна содержать методику, соответствующую требованиям ГОСТ 25495–82 «Породы горные. Метод определения диэлектрической проницаемости и тангенса угла диэлектрических потерь», который распространяется на твердые горные породы. Макет такой установки на базе измерителя комплексных коэффициентов передачи ОБЗОР-103, позволяющий определять ϵ'_3 и $\text{tg}\delta$ сложных грунтов, представлен на рис. 2. Измерения проводятся по методу Вольперта – Смита. Результаты измерений погонных параметров по столбцам: № измерений по порядку; значение частоты, на которой проводилось измерение; величина проводимости на данной частоте; изменение проводимости по отношению к значению на предыдущей частоте; значение индуктивности или емкости на данной частоте. Справа показано положение точки значения частоты на диаграмме Вольперта – Смита, соответствующей грунту с заданной влажностью.

На рис. 3 показаны результаты измерений применительно к среднезернистому песку. В правом столбце рис. 3 показаны цвета верхней (500 МГц – черный) и нижней (1 МГц – красный) границ базовой эталонной кривой Delaney – Arcsone (рис. 1), далее – цвета конкретного значения, %. По оси ординат на рис. 3 отложены значения объемной влажности, %, по оси абсцисс – значения эффективной

диэлектрической проницаемости ε'_3 . Цветовыми колонками представлены значения ε'_3 для конкретного значения W_v , %, диапазон изменений W_v , % от 3,5 до 18,9%. Точками на цветовых колонках обозначены значения ε'_3 , измеренные на конкретных частотах. Усредненные по частоте значения ε'_3 для указанного диапазона влажности представлены графиком, который лежит внутри кривой Delaney–Arcone.

Очевидно, что для среднезернистого песка при влажности $W_v=10,5\%$ вариация по глубине:

$$\frac{\Delta R_{10,5\%}}{R} \approx \frac{30 \text{ см}}{R} \mp \frac{\Delta \varepsilon'_3}{2 \cdot (\varepsilon'_3)^2}$$

составит величину $\approx 1,66\%$ для $\varepsilon'_3 = \frac{1}{2} \cdot [\varepsilon_{DA}(1 \text{ МГц}) + \varepsilon_{DA}(500 \text{ МГц})]$; здесь $\varepsilon_{DA}(1 \text{ МГц})$ и $\varepsilon_{DA}(500 \text{ МГц})$ – значения эффективной диэлектрической проницаемости кривой Delaney – Arcone на частотах 1 и 500 МГц.

Однако измеренное значение ε'_3 (кривая «Сред. ДП», рис. 3) имеет значение (≈ 8), близкое к значению диэлектрической проницаемости кривой Delaney–Arcone на частоте 1 МГц – $\varepsilon_{DA}(1 \text{ МГц})$, следовательно, вариация по глубине должна быть меньше и составит $\approx 1,33\%$. Для $W_v=17\%$ вариация $\Delta R_{17\%}$ составит $\approx 2,36\%$; измеренные значения ε'_3 (кривая «Сред. ДП», рис. 3) $\approx 10,5$, поэтому вариация составит $-0,6-1,36\%$.

Очевидно, что вариация глубины, обусловленная применением кривой Delaney – Arcone, может быть уменьшена путем прямых измерений диэлектрической проницаемости и тангенса угла диэлектрических потерь грунтов в забое.

Попытки лабораторных измерений, проводившихся с грунтами из строящихся тоннелей в Сочи, показали высо-

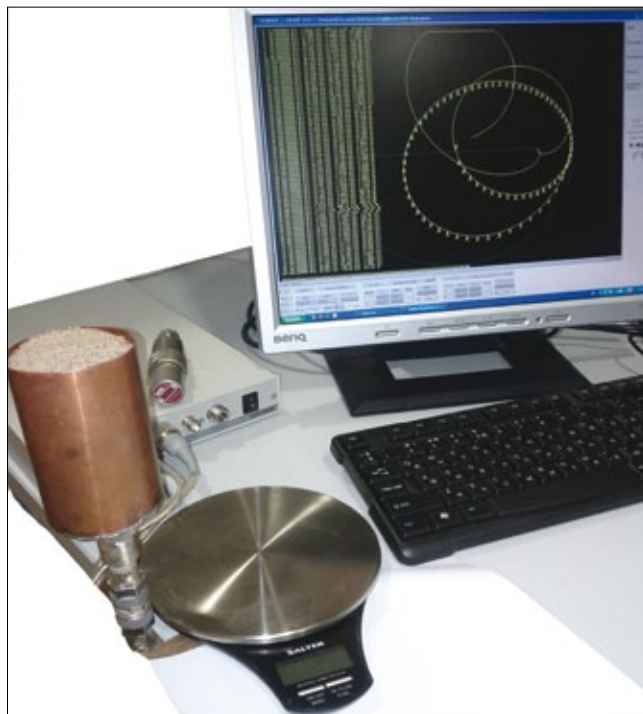


Рис. 2. Установка для определения диэлектрической проницаемости и тангенса угла диэлектрических потерь на базе измерителя комплексных коэффициентов передачи ОБЗОР-103: справа внизу – электронные весы; слева – конденсатор, заполненный влажным песком; на приборе ОБЗОР-103 – калибровочная мера КСВН. На экране дисплея выведена диаграмма Вольперта–Смита со столбцами параметров влажного песка

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.

Реклама

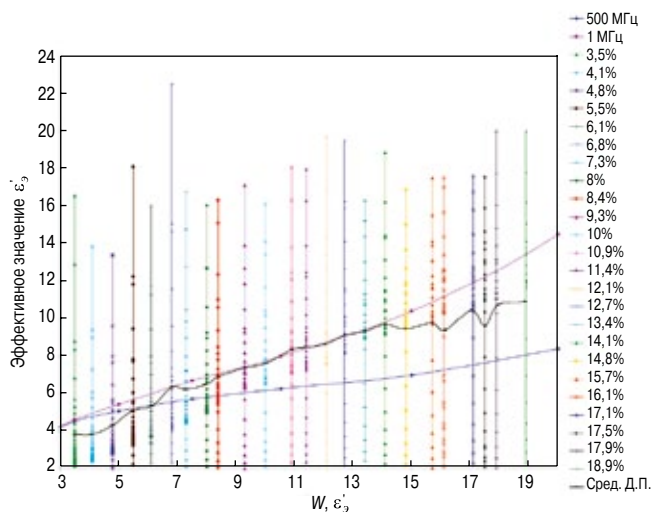


Рис. 3. Зависимость ϵ' среднезернистого песка от объемной влажности W_v , %

кую зависимость влажности отобранных в тоннелях грунтов от изменения температурно-влажностного режима, связанного с их переносом из тоннеля в лабораторию.

Таким образом, определение эффективного значения диэлектрической проницаемости позволяет успешно решать задачу определения глубины положения объекта.

Список литературы

1. Пат. № 2144682 РФ. Способ радиолокационного зондирования геологического разреза / В.Б. Болтинцев. № 99104111/09. Оpubл. 20.01.2000. Бюл. № 2.

2. Болтинцев В.Б., Ильяхин В.Н., Безродный К.П. Метод электромагнитного импульсного сверхширокополосного зондирования подстилающей среды // Журнал радиоэлектроники. 2012. № 1. 34–39 с.

3. Болтинцев В.Б., Ильяхин В.Н., Безродный К.П. Сверхширокополосная георадиолокация: успехи и проблемы // Записки Горного института. 2011. Т. 194. С. 132–137.

4. Болтинцев В.Б. Оценка реализации свойства сверхширокополосности Т-волн для антенн подповерхностного зондирования с параметрической оптимизацией размеров поперечных сечений токоведущих линий // Журнал радиоэлектроники. 2012. № 3. 42 с.

5. Болтинцев В.Б., Ильяхин В.Н., Безродный К.П., Андрианов С.В. Мониторинг подземного пространства вперед забоя методом электромагнитного импульсного сверхширокополосного зондирования на примере строящихся тоннелей в г. Сочи // Жилищное строительство. 2010. № 12. С. 40–44.

6. Болтинцев В.Б., Ильяхин В.Н., Безродный К.П., Шумков В.А., Андрианов С.В. Геофизическое обследование инъекционного закрепления заобделочного пространства методом электромагнитного импульсного сверхширокополосного // Жилищное строительство. 2010. № 5. С. 39–44.

7. Болтинцев В.Б. Определение диэлектрических свойств сложных грунтов при электромагнитном импульсном сверхширокополосном зондировании подстилающей среды // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 11. С. 25–28.

В издательстве «Стройматериалы» Вы можете приобрести специальную литературу



Альбом «Малозэтажные дома. Примеры проектных решений»

Авторы – академик РААСН Л.В. Хихлуха, канд. архитектуры Н.М. Согомонян, архитекторы Ю.В. Лопаткин, И.Л. Хихлуха

Альбом включает разделы: «Односемейные жилые дома», «Многосемейные жилые дома», «Эстетические качества жилища», «Градостроительные группы». Предназначен для архитекторов, специалистов, занятых вопросами жилищного строительства, для органов исполнительной власти в области архитектуры и строительства, а также для частных застройщиков; может быть использован как методическое пособие для студентов вузов.



«Типовые технологические карты на отделочные работы с применением комплексных систем КНАУФ». Том 1, 2, 3.

Разработаны ОАО «Тулаоргтехстрой», ООО «Кнауф Сервис», ООО «Кнауф Гипс Маркетинг».

Издание включает индивидуальные элементные сметные нормы расхода материалов и затрат труда на устройство перегородок, облицовок стен и подвесных потолков с использованием гипсокартонных и гипсоволокнистых листов; на штукатурные работы гипсовыми смесями Кнауф; на устройство сборных оснований под покрытия пола Кнауф ОП 13.

Технологические карты содержат ведомость потребности в материалах и изделиях и калькуляцию трудовых затрат, полный перечень необходимого инвентаря, приспособлений и инструмента.

**Для приобретения специальной литературы обращайтесь в издательство «Стройматериалы»
Тел./факс: (499) 976-22-08, 976-20-36 E-mail: mail@rifsm.ru www.rifsm.ru**

УДК 624.154.34:624.131.524

Ю.М. ШЕМЕНКОВ, д-р техн. наук, А.О. ГЛАЗАЧЕВ, инженер (anton.glazachev@mail.ru),
ГУП институт «БашНИИстрой» (Уфа, Республика Башкортостан)

Расчет буронабивных свай по данным статического зондирования при малоэтажном жилищном строительстве

Целью данной работы является разработка методики расчета несущей способности коротких буронабивных свай в глинистых грунтах по данным статического зондирования с использованием моделирования в программном комплексе Plaxis 3D и оценка ее достоверности.

Ключевые слова: буронабивная свая, глинистые грунты, статическое зондирование, несущая способность, натурные испытания.

В настоящее время в объеме жилищного строительства заметно увеличивается доля малоэтажного жилья. Увеличение происходит как в связи с более доступной стоимостью квадратного метра, так и с развитием разного рода социальных программ по доступному жилью. Низкая стоимость такого жилья объясняется минимизацией затрат на всех этапах строительства.

В качестве фундаментов при строительстве на площадках, сложенных глинистыми грунтами, наибольшей популярностью обладают короткие буронабивные сваи с монолитным железобетонным ростверком. Длина таких свай обычно составляет 2,5–3,5 м.

На этапе проектирования фундаментов обычно используются данные инженерно-геологических изысканий с бурением скважин по укрупненным сеткам, что приводит к необходимости увеличения «запасов» при расчетах по несущей способности. Бурение скважин в «пятне» каждого здания связано со значительным удорожанием для конечного потребителя. В связи с этим существует необходимость использования более дешевых методов инженерных изысканий с достаточно высоким уровнем достоверности. Одним из таких методов можно отметить статическое зондирование грунтов. Как отмечено в [1], статическое зондирование обеспечивает оценку несущей способности свай во всех характерных участках площадки, на всех интересующих проектировщика глубинах, уступая по точности оценок только статическим испытаниям натуральных свай.

Статическое зондирование успешно применяется при расчете забивных свай, чего нельзя сказать о буронабивных. В ныне действующих нормах, таких как СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты», представлены таблицы для расчета буронабивных свай по данным статического зондирования. При этом действие данной методики распространяется только на сваи длиной свыше 5 м и диаметром 600–1200 мм. Таким образом, существует необходимость разработки методики расчета коротких наиболее применяемых буронабивных свай диаметром 300–600 мм по данным статического зондирования.

Эталонным методом определения фактической несущей способности любых свай является испытание статиче-

ской нагрузкой. Сложность разработки методики расчета состоит в том, что необходимо выполнить анализ большого количества результатов испытаний свай разной длины и диаметра при различных сочетаниях грунтовых условий. При этом для получения достоверных сведений необходимо знать отдельно несущую способность грунта на боковой поверхности сваи и под ее торцом. Это трудоемкий, дорогой и очень длительный процесс. Альтернативой могут служить численные исследования в различных программных комплексах с использованием нелинейных упругопластических моделей. Эти модели реализованы в таких программах, как Plaxis и Z-Soil. Моделирование статических испытаний свай в данных программных комплексах позволяет использовать любые сочетания геометрических характеристик конструкции в различных геологических условиях.

Для разработки методики расчета в программном комплексе Plaxis 3D Foundation проводились численные исследования свай различной длины диаметром (d) 300–600 мм в глинистых грунтах с индексом трения $d/f=10-50$. Грунт моделировался однородный и менялся в зависимости от значений статического зондирования. Определение физико-механических характеристик грунтов по значениям статического зондирования зондом II типа производилось по Рекомендациям по проведению скоростных инженерно-геологических изысканий для проектирования объектов массового строительства (Уфимский НИИпромстрой. Уфа, 1991). Для разделения работы боковой поверхности и торца каждая свая моделировалась с включением в работу торца и без него. Выключение из работы торца выполнялось путем моделирования под пятой сваи воздушной полости. После определения средних значений сопротивления грунта на боковой поверхности и под торцом сваи вычислялись переходные коэффициенты (k_1 и k_2). Данные коэффициенты характеризуют отношение среднего значения сопротивления грунта под торцом и на боковой поверхности сваи к сопротивлению грунта под конусом и на муфте трения зонда соответственно.

Для нахождения частного значения предельного сопротивления буронабивной сваи в точке зондирования F_u используем формулу (7.25) из СП 24.13330.2011 для забивных свай:

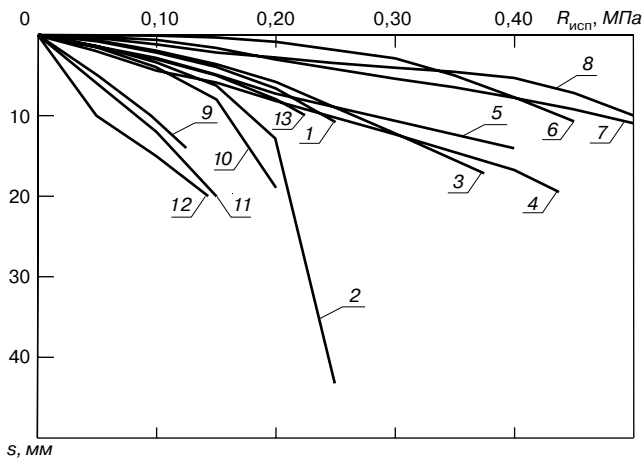


Рис. 1. Результаты испытания грунтов статическими нагрузками на штамп: 1–4, 7, 13 – штамп площадью 0,5 м² на глубине 3 м; 5 – штамп площадью 0,5 м² на глубине 5 м; 6 – штамп площадью 0,06 м² на глубине 4 м; 8 – штамп площадью 0,06 м² на глубине 2,3 м; 9 – штамп площадью 1 м² на глубине 1,7 м; 10 – штамп площадью 0,5 м² на глубине 1,3 м; 11 – штамп площадью 0,5 м² на глубине 2,5 м; 12 – штамп площадью 1 м² на глубине 2,5 м

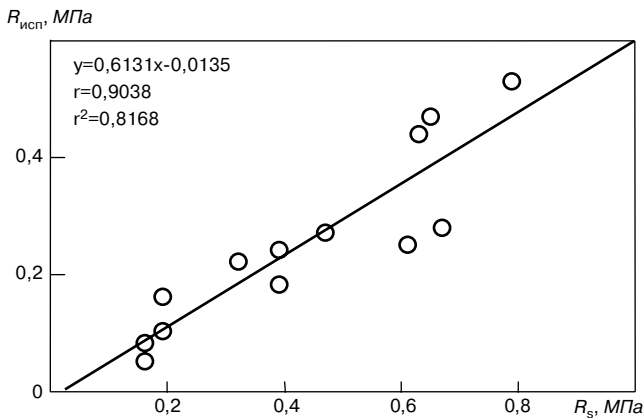


Рис. 2. Сравнение предельных сопротивлений грунта, определенных расчетом (R_s) по данным зондирования и определенных по результатам испытания ($R_{исп}$)

$$F_u = R_s A + fhu, \quad (1)$$

где R_s – предельное сопротивление грунта под нижним торцом сваи по данным зондирования в рассматриваемой точке, определяемое по формуле (2), кПа; A – площадь поперечного сечения сваи, м²; f – среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным зондирования в рассматриваемой точке, определяемое по формуле (3), кПа; h – глубина погружения сваи от поверхности грунта, м; u – периметр поперечного сечения ствола сваи, м.

Предельное сопротивление грунта под нижним концом буронабивной сваи R_s , кПа, по данным зондирования в рассматриваемой точке определяется по формуле:

$$R_s = k_1 q_s, \quad (2)$$

где k_1 – переходной коэффициент для данных по конусу зонда; q_s – среднее значение сопротивления грунта, кПа, под конусом зонда, полученное из опыта на участке, расположенном в пределах одного диаметра выше и двух диаметров ниже отметки торца сваи.

Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности буронабивной сваи f по данным

зондирования грунта в рассматриваемой точке определяется по формуле:

$$f = \frac{\sum k_{2i} f_{si} h_i}{h}, \quad (3)$$

где k_{2i} – переходной коэффициент для данных по муфте трения зонда; f_{si} – среднее сопротивление i -го слоя грунта на боковой поверхности зонда, определяемое по муфте трения, кПа; h_i – толщина i -го слоя грунта, м.

Для оценки достоверности необходимо выполнить сравнительный анализ значений, полученных по расчету и результатам натурных испытаний. Так как расчет сопротивления грунта на боковой поверхности и под торцом сваи выполняется отдельно, оценку результатов также необходимо производить отдельно.

Как известно, сваи в глинистых грунтах работают как висячие, у которых немалую долю несущей способности обеспечивает боковая поверхность. В сваях со значительной относительной длиной доля боковой поверхности может достигать до 80%. Для коротких свай 2,5–3,5 м основную часть несущей способности обеспечивает торец. По этой причине в данной статье внимание уделено оценке достоверности расчета сопротивления грунта под торцом.

Воздействие на основание в плоскости подошвы буронабивной сваи в целом схоже с воздействием заглубленного жесткого штампа. Ф.К. Лапшиным еще в 1979 г. [2] были сделаны выводы, что в пределах допустимых нормами осадок сооружений грунт под торцом буронабивной сваи работает в фазе уплотнения. Глубина же развития зоны деформации грунта под пятой не превышает двух ее диаметров.

Для сравнения были взяты 13 испытаний грунта заглубленным штампом статической нагрузкой на 8 различных площадках (рис. 1). Штампы использовались площадью 0,06 м², 0,5 м² и 1 м² на глубинах 1,3–5 м. Как видно из рисунка, осадки штампов лежат в пределах 10–43 мм, поэтому для всех результатов сопротивление грунта принимаем при осадке 10 мм. В данном случае при анализе результатов будем оценивать только качественные параметры, так как нам следовало бы определять сопротивление грунта при большей осадке в 20–30 мм.

На рис. 2 представлены результаты статистической обработки результатов расчета и испытания грунтов штампом. Анализ показал, что коэффициент корреляции составил 0,9, что свидетельствует о достаточно тесной связи между указанными параметрами. В количественном отношении для осадки 10 мм результаты сопротивления грунта ниже расчетных в среднем в 1,6 раза. Можно предположить, что при осадках 20–30 мм результаты будут иметь удовлетворительную сходимость.

Таким образом, предложенная методика расчета сопротивления грунта под торцом буронабивных свай по данным статического зондирования показала тесную связь с натурными испытаниями и при осадках $s = 0,2 \cdot 100 = 20$ мм и $s = 0,2 \cdot 150 = 30$ мм результаты будут иметь высокую сходимость.

Список литературы

1. Рыжков И.Б., Исаев О.Н. Статическое зондирование грунтов. М.: Изд. АСВ, 2010. 495 с.
2. Лапшин Ф.К. Расчет свай по предельным расстояниям. Саратов: Изд. Саратов. университета, 1979. 150 с.

УДК 624.134.4

*В.В. ЗНАМЕНСКИЙ, д-р техн. наук, Д.Ю. ЧУНЮК, канд. техн. наук,
Е.Б. МОРОЗОВ, инженер, Московский государственный строительный университет*

Устройство ограждающих систем котлованов в стесненных городских условиях

Описан опыт использования распорных и подкосных систем для крепления ограждающих конструкций котлованов в Москве, приведены статистические данные по котлованам и примеры некачественно выполненных работ.

Ключевые слова: котлован, распорка, подкос, аварийная ситуация.

В стесненных условиях Москвы возведение новых зданий и других объектов городской инфраструктуры с развитой в глубину подземной частью ведется, как правило, на площадках ограниченных размеров в окружении существующих строений. По этой причине котлованы устраиваются с вертикальными стенками, устойчивость которых обеспечивается различными конструктивными типами ограждений. Выбор типа ограждения зависит от глубины котлована, инженерно-геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, конструктивной схемы заглубленной части сооружения (включено или не включено ограждение в конструкцию подземной части здания), наличия и расстояния до зданий и сооружений окружающей застройки, включая коммуникации и т. п.

Экспертиза проектной документации по устройству котлованов зданий и сооружений в Москве, проводимая в течение ряда лет Городской экспертно-консультативной комиссией по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям (ГЭКК ОФигПС) при Правительстве Москвы, в работе которой принимают активное участие сотрудники кафедры механики грунтов, оснований и фундаментов МГСУ, показала, что наибольшее число котлованов (51,56%) имеет глубину от 5 до 10 м (рис. 1).

На рис. 2 показано, что ограждающими конструкциями котлованов в зависимости от перечисленных выше факторов являются чаще всего ограждения из труб с разным шагом погружения (46,67%), реже – траншейная «стена в грунте» (37,33%). В общей сложности эти ограждения составляют 84% от общего объема применяемых. Ограждений из выполненных по различным технологиям буровых свай, включая буросекущиеся, 9,78%. Меньше всего для ограждения котлованов используются металлические двутавры (1,56%) и гидротехнический шпунт – шпунт Ларсена (менее 1%).

Очевидно, что при глубине котлованов более 5 м, которые, как было показано выше, составляют в Москве абсолютное большинство, применяемые на практике типы ограждений только в редких случаях могут обеспечить устойчивость их вертикальных откосов без дополнительного крепления. Необходимо учитывать и то, что консольные ограждения получают большие горизонтальные смещения, что негативно сказывается на эксплуатационном состоянии рядом расположенных зданий и коммуникаций.

В рассмотренных проектах выделены следующие типы креплений ограждающих конструкций котлованов: подкосы с опиранием в пионерную фундаментную плиту, горизон-

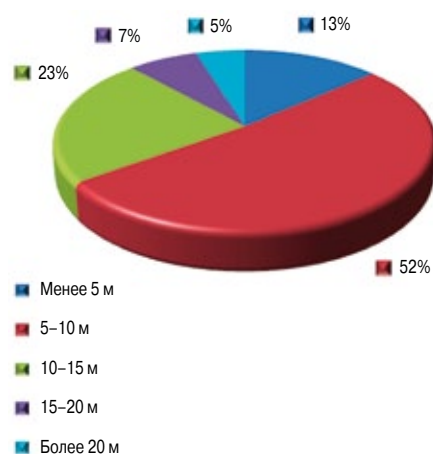


Рис. 1. Глубина проектируемых котлованов 2006–2010 гг. (общее число 490)



Рис. 2. Типы ограждения котлованов

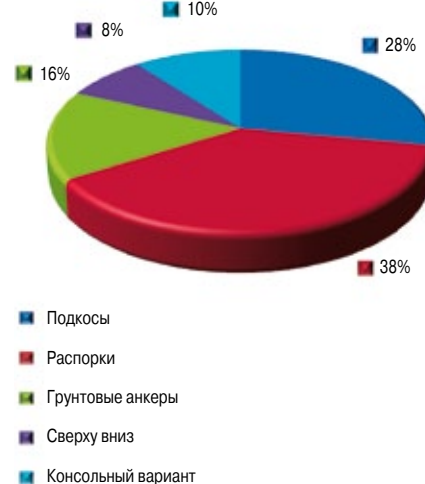


Рис. 3. Типы креплений ограждающих конструкций котлованов

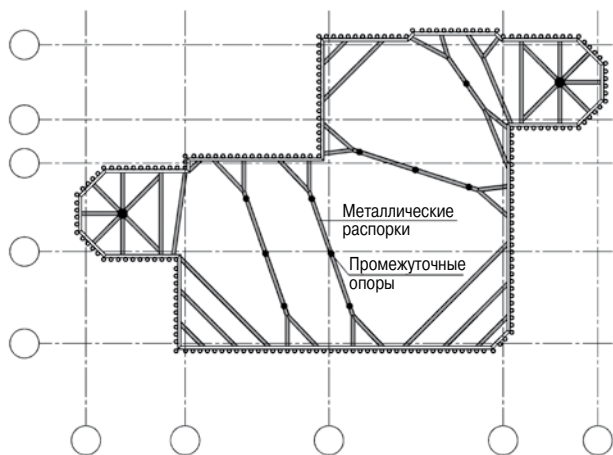


Рис. 4. Пример распорной системы сложной конфигурации



Рис. 5. Распорная система без распределительной балки

тальная распорная система, грунтовые анкеры и диски перекрытий при возведении подземной части сооружения методом «сверху вниз».

В большинстве случаев для крепления ограждающих конструкций котлованов использовались распорки (38%) и подкосы (28%) или комбинация подкосов с раскосами. Анкеры использовались в 16% случаев. Метод «сверху вниз» применялся в 8% случаев. В 10% случаев и только при глубине котлованов до 5 м использовался консольный вариант ограждения котлована (рис. 3).

Массовое применение подкосов и распорных систем для крепления ограждения котлованов связано с рядом их преимуществ по сравнению с другими типами крепления. К плюсам применения таких систем относится их меньшая стоимость, простота при монтаже и демонтаже, возможность применения вторичного металлопроката, более простой контроль качества выполнения работ.

Правда, нельзя не отметить, что с точки зрения удобства и темпа производства работ в котловане более благоприятным является применение грунтовых анкеров, однако, как показывает опыт, устройство грунтовых анкеров под фундаментами существующих зданий может вызвать их дополнительные технологические осадки и деформации, не учитываемые при моделировании. Увеличивается и зона влияния нового строительства на окружающую застройку. В соответствии с данными мониторинга, проводившегося НИИОСП им. Н.М. Герсеванова на различных строительных площадках Москвы, дополнительные технологические осадки зданий, вызванные устройством анкеров под их фундаментами, могут составлять до 5–10 мм на каждый

устраиваемый ярус анкеров. Таким образом, фактические деформации зданий, расположенных вблизи площадки строительства, могут превысить как прогнозируемые, так и допустимые величины.

Нельзя не учитывать и то, что при использовании анкерного крепления могут возникнуть и проблемы юридического характера, если часть анкера будет попадать на «чужую», не принадлежащую застройщику территорию.

По этим, а также по ряду других причин все-таки наиболее часто применяемыми типами креплений ограждений котлованов остаются распорно-подкосные конструкции.

В строительной практике распорки и подкосы чаще всего выполняются из металлических труб $\varnothing 406$ –630 мм, установленных с шагом 4–6 м, реже из прокатных двутавров. Применение труб в качестве распорных конструкций наиболее рационально. Это связано с равноустойчивостью круглого сечения и в некоторых случаях не требует раскрепления конструкции из плоскости.

При большой длине распорных конструкций проектными решениями предусматривается устройство промежуточных опор, выполняемых до начала разработки котлована. Длинные распорки применяют в тех случаях, когда устройство подкосов невозможно, или чтобы избежать трудоемкие и долгосрочные работы по устройству и разработке грунтовых пригрузочных берм.

Конструктивные решения и узлы распорных и подкосных конструкций достаточно хорошо разработаны и практически типизированы, однако встречаются и оригинальные решения, как показанное на рис. 4 (ООО «Геотехнические консультации»). При монтаже такой системы особое внима-



Рис. 6. Деформации распределительной балки из-за отсутствия ее сопряжения с подкосом



Рис. 7. Предварийная ситуация на объекте



Рис. 8. Неудовлетворительное качество конструкций ограждения



Рис. 9. Отсутствие элементов крепления ограждения котлована (по проекту шаг распорных конструкций составлял ~4–6 м)



Рис. 10. Суффозия пригрузочной грунтовой бермы



Рис. 11. Заброшенный котлован

ние обращается на качество выполнения узлов сопряжения труб различного диаметра, узлов крепления распорок к обвязочным поясам и обвязочных поясов к вертикальным трубам ограждения для обеспечения включения их в работу на продольную нагрузку.

За время работы Комиссии по обследованию ограждающих устройств котлованов при Департаменте городского строительства города Москвы (далее просто Комиссии) было проверено более 250 котлованов. По результатам проверки состояние 54% котлованов оценено как удовлетворительное, 46% котлованов – как неудовлетворительное.

Большое число замечаний (34,8%) касалось вопросов ограждения котлованов, и в частности устройства их креплений: частичное отсутствие распределительных поясов и элементов распорной системы, некачественные сварные соединения, многочисленные отступления от проектных решений. Нередки случаи, когда при разработке рабочей документации в проектные решения, принятые на стадии «проект», вносятся серьезные изменения без повторного прохождения экспертизы.

Наиболее характерные примеры таких нарушений показаны ниже. В целях экономии или низкой квалификации в процессе монтажа распорной системы некоторые подрядчики отступают от проектных решений, уменьшая размер пригрузочных берм, заменяя тип сечения распорных конструкций без согласования с авторами проекта, а иногда и вовсе исключают какие-то элементы из распорной системы (рис. 5, 6).

Привлечение к работам по устройству подземной части здания неквалифицированных организаций, увеличивает риск возникновения аварийных ситуаций на объекте. Сокращение сроков разработки котлована нарушает последовательность производства работ, что приводит к чрезмерным деформациям конструкции ограждения и требует его усиления (рис. 7).

Неудовлетворительное качество работ по устройству ограждения котлована влечет за собой некачественное, а иногда аварийное исполнение конструкций распределительных балок и распорной системы в целом (рис. 8).

Кроме того, подрядные организации в целях экономии стремятся использовать для устройства ограждений котлованов некачественные, бывшие в употреблении металлоконструкции, что также хорошо видно на приведенном рисунке.

Экономия средств и времени является причиной грубых нарушений при производстве работ. Отсутствие несущих элементов распорной системы подвергает неоправданному риску жизни людей, работающих в котловане (рис. 9). На фотографии видно, что распорки отсутствуют на участке длиной не менее 40 м.

Проникновение воды через некачественно выполненную конструкцию ограждения котлована вызывает суффозию (размыв) пригрузочной грунтовой бермы, призванной удерживать ограждение котлована до монтажа распорной системы (рис. 10).

При проектировании распорной системы необходимо делать запасы на срок службы временной конструкции. В связи с экономическим кризисом строительство многих объектов было приостановлено и котлованы в незаконсервированном состоянии простояли не один сезон. Металлические распорные конструкции, подверженные коррозии, а иногда выполненные из труб, бывших в употреблении, могут потерять свою несущую способность, что приведет к аварийной ситуации (рис. 11).

Во избежание возникновения аварийных ситуаций при устройстве подземной части зданий необходимо привлекать к работам квалифицированные проектные и подрядные организации, обладающие многолетним опытом, а также вести регулярный технический и авторский надзор за работами.

Инженер-строитель во время подготовки и в процессе производства работ по устройству котлована несет большую ответственность, так как от его квалификации и добросовестности зависит не только эффективность строительного процесса, но также безопасность и эффективность производства работ в целом.

В связи с тем, что металлическая распорная система является временной конструкцией, некоторые проектировщики и подрядчики недооценивают ее значимость при разработке и монтаже. Анализ проектной документации выявил ошибки в расчетах и конструктивных решениях. В некоторых расчетах элементов распорной системы не учитывается нагрузка на распорку при монтаже, а иногда не учитывается и собственный вес конструкции, что ведет к уменьшению по сравнению с фактическими усилий, возникающих в конструкции.

Список литературы

1. Морозов Е.Б., Знаменский В.В. Влияние устройства траншейной «стены в грунте» на деформации рядом расположенного здания // Труды XII международной межвузовской научно-практической конференции «Строительство – формирование среды жизнедеятельности». М., 2009 г. С. 635–637.
2. Чунюк Д.Ю. Стратегия управления геотехническим риском // Вестник МГСУ. 2011 г. № 5. С. 144–151.

УДК 338.45:69

*Ю.В. УСАЧЕВА, инженер-экономист (u.v.usacheva@yandex.ru),
Российский экономический университет им. Г.В. Плеханова (Москва)*

Механизм оценки эффективности налогового стимулирования энергосбережения в строительстве

Рассмотрены проблемы подбора методов стимулирования для повышения энергоэффективности строительной отрасли. Предложен механизм оценки целесообразности применения различных методов стимулирования энергосбережения в строительстве. Приведен расчет экономической эффективности применения пониженной ставки налога на прибыль для организаций, инвестирующих в энергосберегающее домостроение.

Ключевые слова: строительство, энергосбережение, стимулирование, налоговая ставка, оценка эффективности.

Стимулирование энергосбережения в строительстве – тема не теряющая своей актуальности в течение уже нескольких лет. До сих пор в научных кругах ведутся споры о том, стоит ли вкладывать бюджетные деньги в стимулирование энергосбережения при наличии таких рычагов принуждения, как нормирование энергопотребления в зданиях и на предприятиях, каких конкретно участников инвестиционно-строительной деятельности следует мотивировать. И если мотивировать, то какие методы для этого выбирать. Бурные дискуссии по этим вопросам, к сожалению, не всегда приводят к практическому результату. Однако в соответствии с Постановлением Правительства Москвы от 14.09.2011 № 429-ПП «Об утверждении Государственной программы города Москвы «Энергосбережение в городе Москве» на 2011, 2012–2016 гг. и на перспективу до 2020 г.» (далее – Программа) стимулирование энергосбережения предусмотрено сразу несколькими методами: тарифное стимулирование; налоговое стимулирование в виде применения пониженной налоговой ставки и предоставления инвестиционного налогового кредита; возможность распоряжения полученной экономией для бюджетных организаций. И хотя первый из перечисленных методов рассмотрен довольно подробно и вошел в перечни основных мероприятий, повышающих энергоэффективность строительной отрасли, остальные способы мотивации вовсе не получили распространения на практике. В связи с отсутствием единой методики, позволяющей спрогнозировать результат от вложения бюджетных средств в тот или иной метод стимулирования, отбор методов стимулирования по степени их эффективности произвести невозможно. В данной статье предлагается вариант механизма оценки эффективности использования методов мотивации к энергосбережению, проиллюстрированный на примере налогового стимулирования энергосбережения в строительстве.

Предлагаемый механизм оценки эффективности методов мотивации состоит из последовательного расчета трех показателей:

– показатель бюджетной эффективности K_6 : рассчитывается как отношение прироста поступлений в бюджет

(бюджетного эффекта Эф_6) за счет увеличения объемов инвестиционно-строительной деятельности к расходам бюджета города на стимулирование увеличения этого объема P ;

- показатель энергетической эффективности Э : рассчитывается как размер сэкономленных кВт·ч в расчете на 1 р. вложенных в стимулирование средств (если перевести кВт·ч в денежные единицы, то как количество сэкономленных денежных средств (энергетического эффекта $\text{Эф}_\text{эн}$) в расчете на 1 р. затрат на стимулирование);
- показатель общей эффективности Эф : вычисляется путем отношения суммы бюджетного эффекта Эф_6 и энергетического эффекта $\text{Эф}_\text{эн}$, выраженных в денежных единицах, к расходам на реализацию метода стимулирования P .

Обширный зарубежный опыт позволяет говорить о дифференциации значений показателя Эф в зависимости от направления энергопотребления, на которое направлено стимулирование. Так, например привлечение инвестиций в экологически целесообразные проекты в Нидерландах характеризуется эффективностью в 2,11 (т. е. на 1 евро бюджетных расходов на обеспечение льготных условий кредитования привлекает 2,11 евро «зеленых инвестиций»); а в Венгрии этот показатель составляет 4,01, так как направлен на модернизацию центрального теплоснабжения (Energy Charter Secretariat, Boulevard de la Woluwe, 56 / B-1200 Brussels / Belgium, Dépôt légal D/2004/7850/4). Российский опыт налоговых послаблений в Ханты-Мансийском автономном округе – Югре за 2010 г. показал, что в строительной отрасли при снижении ставки налога на прибыль на 4 пункта прирост инвестиций составил 25% (Аналитическая справка о результатах оценки бюджетной, социальной и экономической эффективности предоставляемых налоговых льгот в Ханты-Мансийском автономном округе – Югре, 2010).

Используя отечественный опыт и имеющиеся в Программе данные, рассчитаем эффективность следующего метода стимулирования: введение льготной ставки налога на прибыль 16% (из которых 2% – в федеральный бюджет,

Таблица 1

№ п/п	Ставка налога, %	% снижения налога	Прирост инвестиций в энергосберегающее строительство, %	Эффективность снижения ставки налога на прибыль, млн р.				Эффект за 2013–2016 гг, млн р.
				2013	2014	2015	2016	
1	20	0	0	41715,65	39517,23	39981,74	39981,74	0
2	19	1	6,25	44322,88	41987,05	42480,59	42480,59	9966,4
3	18	2	12,5	46930,11	44456,88	44979,45	44979,45	19932,8
4	17	3	18,75	49537,33	46926,71	47478,31	47478,31	29899,21
5	16	4	25	52144,56	49396,53	49977,17	49977,17	39865,61
6	15	5	31,25	54751,79	51866,36	52476,03	52476,03	49832,01
7	14	6	37,5	57359,02	54336,19	54974,89	54974,89	59798,41
8	13	7	43,75	59966,25	56806,01	57473,74	57473,74	69764,81
9	12	8	50	62573,47	59275,84	59972,6	59972,6	79731,22
10	11	9	56,25	65180,70	61745,67	62471,46	62471,46	89697,62
11	10	10	62,5	67787,93	64215,49	64970,32	64970,32	99664,02
12	9	11	68,75	70395,16	66685,32	67469,18	67469,18	109630,42
13	8	12	75	73002,39	69155,15	69968,04	69968,04	119596,82
14	7	13	81,25	75609,61	71624,97	72466,89	72466,89	129563,23
15	6	14	87,5	78216,84	74094,80	74965,75	74965,75	139529,63
16	5	15	93,75	80824,07	76564,63	77464,61	77464,61	149496,03
17	4	16	100	83431,3	79034,45	79963,47	79963,47	159462,43
18	3	17	106,25	86038,53	81504,28	82462,33	82462,33	169428,83
19	2	18	112,5	88645,75	83974,11	84961,19	84961,19	179395,23

Таблица 2

Экономия бюджетных средств при снижении налоговой ставки				
Годы	2013	2014	2015	2016
Средства из бюджета г. Москвы, млн р.	1 497,72	1 797,27	2 156,72	2 588,06
Внебюджетные средства, млн р.	39517,23	39981,74	39981,74	39981,74
Объем внебюджетных средств при пониженной налоговой ставке 16%, млн р.	49396,53	49977,17	49977,17	49977,17
Превышение планируемого объема привлекаемых средств, млн р.	9879,31	9995,43	62471,46	62471,46
Сниженный объем бюджетных инвестиций ввиду увеличения объема привлекаемых средств, млн р.	-8381,58	-8198,17	78089,33	78089,33
Экономия бюджетных средств, направляемых на реализацию Программы по энергосберегающему домостроению в Москве, в % к запланированному объему бюджетных инвестиций	659,62	556,15	97611,66	97611,66

а 14% – в бюджет Москвы)* с целью привлечения инвестиций в энергоэффективное домостроение.

Расчет показателя бюджетной эффективности K_6 .

На основе российского опыта и данных Программы составим следующую шкалу эффективности снижения ставки налога на прибыль (табл. 1).

В первой строке табл. 1 указан ожидаемый прирост частных инвестиций без снижения налога на прибыль. Из таблицы видно, что при снижении налоговой ставки на 4 пункта до 16% превышение плана привлечения инвестиций, заявленного в Программе, составит 25%, или 9 879,31 млн р. за первый год введения налоговых послаблений. Общий же объем дополнительно привлеченных инвестиций за четыре года действия пониженной налоговой ставки составит 39 865,61 млн р. Таким образом, бюджетный эффект за 1 год для бюджета Москвы $Эф_6 = 9 879,31 \text{ млн р.} \cdot 0,3 \cdot 0,14 = 414,93 \text{ млн р.}$, где 9 879,31 млн р. – приток дополнитель-

ных инвестиций; 0,3 – доходность инвестиций в строительство энергоэффективных зданий в России оценить довольно сложно, но большинство экспертов в этой области характеризуют капитальные вложения доходностью в 30% годовых; 0,14 – рассматриваемый налог на прибыль на сегодняшний день составляет 20%, при этом, 2% зачисляется в федеральный бюджет и 18% зачисляется в бюджеты субъектов Российской Федерации (Налоговый кодекс Российской Федерации, ст. 284); с учетом снижения на 4 пункта ставки налога для Москвы составит 14%.

При привлечении дополнительных инвестиций в энергосбережение часть энергосберегающих мероприятий, которую планировалось реализовать за счет бюджетных средств, теперь может быть реализована за счет вновь привлеченных капитальных вложений частных инвесторов. В связи с этим образуется экономия бюджетных средств, расчет которой (при снижении налоговой ставки на 4 пункта,

* В соответствии со статьей 284 п.1 Налогового кодекса РФ «налоговая ставка устанавливается в размере 20 процентов, за исключением случаев, предусмотренных пунктами 1.1 - 5.1 этой статьи. При этом: сумма налога, исчисленная по налоговой ставке в размере 2 процентов, зачисляется в федеральный бюджет; сумма налога, исчисленная по налоговой ставке в размере 18 процентов, зачисляется в бюджеты субъектов Российской Федерации. Налоговая ставка налога, подлежащего зачислению в бюджеты субъектов Российской Федерации, законами субъектов Российской Федерации может быть понижена для отдельных категорий налогоплательщиков. При этом указанная налоговая ставка не может быть ниже 13,5 процента, если иное не предусмотрено настоящим пунктом.

Таблица 3

Ставка налога на прибыль, %	% снижения налоговой ставки	Ставка для бюджета г. Москвы, %	Прирост инвестиций в энергосберегающее строительство, %	Внебюджетные инвестиции в 2013 г., млн р.	Прирост инвестиций в 2013 г. за счет снижения нал. ставки, млн р.	Сбор налогов 2013 при сниж. ставке, млн р.	Расходы бюджета по «недобору» налогов 2013	Налоговые поступления в бюджет от дополнительных инвестиций, млн р.	Коэффициент бюджетной эффективности за 1 год
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
20	0	18	0	39517,23	0	2133,93	0	0	-
19	1	17	6,25	41987,05	2469,83	2015,38	118,55	125,96	1,06
18	2	16	12,5	44456,88	4939,65	1896,83	237,1	237,1	1
17	3	15	18,75	46926,71	7409,48	1778,28	355,66	333,43	0,94
16	4	14	25	49396,53	9879,31	1659,72	474,21	414,93	0,88
15	5	13	31,25	51866,36	12349,13	1541,17	592,76	481,62	0,81
14	6	12	37,5	54336,19	14818,96	1422,62	711,31	533,48	0,75
13	7	11	43,75	56806,01	17288,79	1304,07	829,86	570,53	0,69
12	8	10	50	59275,84	19758,61	1185,52	948,41	592,76	0,63
11	9	9	56,25	61745,67	22228,44	1066,97	1066,97	600,17	0,56
10	10	8	62,5	64215,49	24698,27	948,41	1185,52	592,76	0,5
9	11	7	68,75	66685,32	27168,09	829,86	1304,07	570,53	0,44
8	12	6	75	69155,15	29637,92	711,31	1422,62	533,48	0,38
7	13	5	81,25	71624,97	32107,75	592,76	1541,17	481,62	0,31
6	14	4	87,5	74094,80	34577,57	474,21	1659,72	414,93	0,25
5	15	3	93,75	76564,63	37047,4	355,66	1778,28	333,43	0,19
4	16	2	100	79034,45	39517,23	237,1	1896,83	237,10	0,13
3	17	1	106,25	81504,28	41987,05	118,55	2015,38	125,96	0,06
2	18	0	112,5	83974,11	44456,88	0	2133,93	0	0

до 16%) приведет в табл. 2, из которой видно, что в первые годы реализации действия налоговых послаблений бюджетных расходов на реализацию мероприятий Программы не требуется ввиду наличия соответствующего объема внебюджетных источников финансирования. Это свидетельствует не только о полном финансировании из внебюджетных источников, но и о наличии финансовых резервов.

Для того чтобы рассчитать коэффициент бюджетной эффективности, необходимо оценить объем потраченных на осуществление налоговых послаблений средств. Расходы в данном случае представляют собой недобор средств при сборе налоговых поступлениях при снижении налоговой ставки. Расчет бюджетной эффективности приведен в табл. 3, где показано, что расходы на реализацию метода стимулирования в 2013 г. составили $P = 474,21$ млн р. При этом коэффициент бюджетной эффективности (K_6) на конец 1-го года равен 0,88.

Расчет показателя энергетической эффективности (Э). При расчете эффективности метода стимулирования важную роль играет эффективность самих капиталовложений в энергосберегающие мероприятия. Для примера, обратимся к результатам проекта VEEN (Прибалтийская сеть энергосбережения в жилищном фонде) программы Европейского союза INTERREG III B по состоянию на 2007 г. Проект направлен на инициацию санации панельных домов в странах Центральной и Восточной Европы. Среди обширных результатов этого проекта особое внимание стоит уделить рентабельности энергосберегающих мероприятий. В связи с этим, рассмотрим эффект, достигаемый от применения комплекса мероприятий по санации для типовой

квартиры площадью 58 м^2 (табл. 4), расположенной в Германии (Воллшлегер П. Результаты проекта VEEN с подробными выводами и рекомендациями /Практическое пособие. Ведомство Сената Берлина по городскому развитию. Отдел IV C, Württembergische Str. 6, D – 10707).

Так как, до санации потребление тепловой энергии жильцами квартиры составляло $170 \text{ кВт}\cdot\text{ч}/\text{м}^2$, экономия энергии для одной квартиры составит $5087,76 \text{ кВт}\cdot\text{ч}$. Тогда эффективность инвестиций в энергосберегающие мероприятия по санации $0,94 \text{ кВт}\cdot\text{ч}/\text{евро}$ или $0,023 \text{ кВт}\cdot\text{ч}/\text{р}$.

Это означает, что на 1 рубль вложенных в энергосбережение средств, приходится экономия в $0,023 \text{ кВт}\cdot\text{ч}/\text{год}$. Что же касается рассматриваемого варианта снижения налоговой ставки на 4 пункта, то это позволяет привлечь дополнительно $9\,879,31$ млн р. внебюджетных инвестиций. То есть, обеспечит снижение энергопотребления в многоквартирных домах примерно на 227 млн $\text{кВт}\cdot\text{ч}$ за год. Таким образом, показатель энергетической эффективности стимулирования энергосбережения посредством снижения налоговой ставки составляет $0,48 \text{ кВт}\cdot\text{ч}/\text{р}$.

Для перевода показателя энергетической эффективности в денежные единицы используем себестоимость энергии, вырабатываемой для нужд Москвы. В январе 2011 г. в Российской газете (столичный выпуск «5385 (9)») опубликовано интервью заместителя мэра Москвы по вопросам экономической политики А. Шаронова, в котором сообщалось, что на начало 2011 г. москвичи оплачивают не более 77% себестоимости услуг жилищно-коммунального хозяйства. Так как основной тариф на тепловую энергию составляет $1,24 \text{ р./кВт}\cdot\text{ч}$ согласно Постановлению Правительства

Таблица 4

Энергосберегающее мероприятие	Расход на реализацию, евро	Сокращение теплопотерь, экономия, %	Экономия расходов, евро в год
A.1a Утепление торцевых стен	448,45	73,1	27,47
A.1b Утепление продольных стен	2035,96	73,1	95,81
A.2 Утепление перекрытия верхнего этажа	134,02	50	23,85
A.3 Утепление перекрытия подвала	491,4	70	11,08
A.4 Утепление отопительного трубопровода	58	72,2	9,13
A.5 Новые окна	2223,55	50	131,38
Итого:	5391,38	51,6*	298,71 или 54%

* Достижимое на практике сокращение потребления тепла, отличное от расчетного ввиду наличия «мостиков холода», не учитываемых при расчете.

Москвы от 29 ноября 2011 г. № 571-ПП «Об утверждении цен, ставок и тарифов на жилищно-коммунальные услуги для населения на 2012 год», то себестоимость очевидно не превышает 1,61 р./кВт·ч. В таком случае показатель энергетической эффективности стимулирования энергосбережения, выраженный в денежных единицах, составляет 0,77. Это означает, что коэффициент эффективности стимулирования составляет 0,77 р. на 1 р., вложенный в стимулирование. Также можно рассчитать годовой энергетический эффект $\text{Эф}_{\text{эн}}$ от снижения налоговой ставки на 4 пункта: $\text{Эф}_{\text{эн}} = 365,47$ млн р.

Расчет показателя общей эффективности Эф. Общий эффект от применения данного метода стимулирования определяется суммой налоговых поступлений в бюджет и экономией энергии, выраженной в денежных единицах измерения:

$$414,93 \text{ млн р.} + 365,47 \text{ млн р.} = 780,4 \text{ млн р.}$$

Коэффициент эффективности данного метода стимулирования составляет $\text{Эф} = 1,65$. Это означает, что каж-

дый вложенный в данный метод мотивации рубль приносит 1,65 р. суммарного дохода за 1 год.

Таким же образом можно рассчитать эффективность и других методов стимулирования энергосбережения в строительстве, после чего составить рейтинг методов мотивации по степени их эффективности, что позволит выбрать те, которые наиболее целесообразно использовать для проведения энергосберегающих преобразований в строительном секторе Москвы. При этом решение задачи стимулирования энергосбережения необходимо решать комплексно, руководствуясь не только экономическими, но и социальными аспектами проведения энергосберегающей политики [1].

Литература

1. Усачева Ю.В., Дмитриев А.Н. Механизм государственного стимулирования энергосбережения в строительстве // Жилищное строительство. 2011. № 12. С. 47–50.

В издательстве «Стройматериалы» Вы можете приобрести специальную литературу



Книга «Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки»

Автор – канд. техн. наук М.К. Ишук

На конкретных примерах зданий, возведенных в конце 1990-х гг. рассмотрены различные дефекты наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки. Приведены результаты экспериментальных и расчетно-теоретических исследований наружных облегченных стен, инженерные методы расчета различных воздействий на наружные многослойные стены с учетом поэтапности и длительности возведения, включая температурно-влажностные, а также конструктивные требования по назначению расстояния между горизонтальными и вертикальными швами, к конструкциям гибких связей и армированию кладки. Книга предназначена для работников проектных и контролирующих качество строительства организаций.

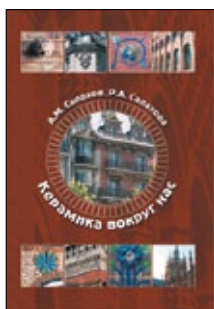
Книга «Керамика вокруг нас»

Авторы – канд. техн. наук А.М. Салахов, Р.А. Салахова

Керамика представлена как искусство и как продукт тонкой технологии. Показано, что свойства керамических изделий определяются химическим, минералогическим и гранулометрическим составом исходных компонентов, а также технологическими параметрами их переработки.

Подробно рассмотрены глинистые минералы как основа керамического сырья. Проведено сравнение микроструктуры и минералогического состава различных видов обожженных керамических изделий, изготовленных как несколько веков назад, так и в наши дни.

Книга предназначена специалистам предприятий, производящих керамические материалы, ученым-материаловедам, преподавателям, аспирантам и студентам вузов технологических и архитектурно-строительных специальностей. Будет полезна архитекторам и проектировщикам, работающим в области жилищного и гражданского строительства.



Для приобретения специальной литературы обращайтесь в издательство «Стройматериалы»
Тел./факс: (499) 976-22-08, 976-20-36 E-mail: mail@rifsm.ru www.rifsm.ru

УДК 502:69

*А.Л. БОЛЬШЕРОТОВ, канд. техн. наук, Московский государственный
строительный университет; Л.В. БОЛЬШЕРОТОВА, канд. техн. наук,
Московский государственный университет природообустройства*

Анализ современного состояния методики и процедуры оценки экологической безопасности строительства

Оценка экологической безопасности должна максимально точно и гарантированно обеспечить безопасность строительного объекта для окружающей среды и здоровья человека. Существующие в настоящее время методики и процедуры оценки имеют существенные недостатки, не позволяющие это сделать. В статье анализируется современное состояние оценки экологической безопасности строительства.

Ключевые слова: экологическая экспертиза, экологическая оценка, недостатки процедуры и методологии экологической оценки, опосредованное воздействие, концентрация строительства.

Оценка воздействия строительства на окружающую среду имеет определенную специфику – это может быть отдельный объект или комплекс объектов, находящихся в стадии строительства или в послестроительных стадиях жизненного цикла (эксплуатация, реконструкция, модернизация, ликвидация и пр.).

Существующая практика оценки экологической безопасности строительства складывается из экологической экспертизы (ЭЭ) и оценки воздействия на окружающую среду (ОВОС). ЭЭ и ОВОС играют положительную роль при реализации намечаемой строительной деятельности. Эта роль для экологической оценки была сформулирована на Конференции ООН по окружающей среде и развитию (UNCED) в Рио-де-Жанейро в 1992 г.: «Экологическая оценка (ЭО = ЭЭ + ОВОС), как национальный инструмент, должна предприниматься для тех предлагаемых проектов, которые могут оказать существенное неблагоприятное воздействие на окружающую среду, и должны быть предметом решения уполномоченных национальных властей» [1].

Поэтому при оформлении документов на проектирование и строительство объектов недвижимости соблюдается установленный законодательством набор обязательных документов и порядок их оформления, а при возведении объекта недвижимости осуществляется контроль (инспектирование) за соблюдением законодательства, норм, правил.

Целью регулирования порядка оформления документов и их состава является обеспечение следующих четырех основных принципиальных требований:

- соответствие предлагаемого к строительству объекта градостроительным планам территории;
- соответствие объекта недвижимости планам социального, культурного развития территории;
- экономическая целесообразность возведения объекта;
- экологическая безопасность данного объекта.

Разработанные методики, правила, порядок, механизм проведения экологической оценки должны обеспечить устойчивость системы строительный объект – окружающая среда;

соответствие ЭЭ и ОВОС принятым стандартам; достаточную сбалансированную информацию для принятия решения об экологической безопасности строительного объекта.

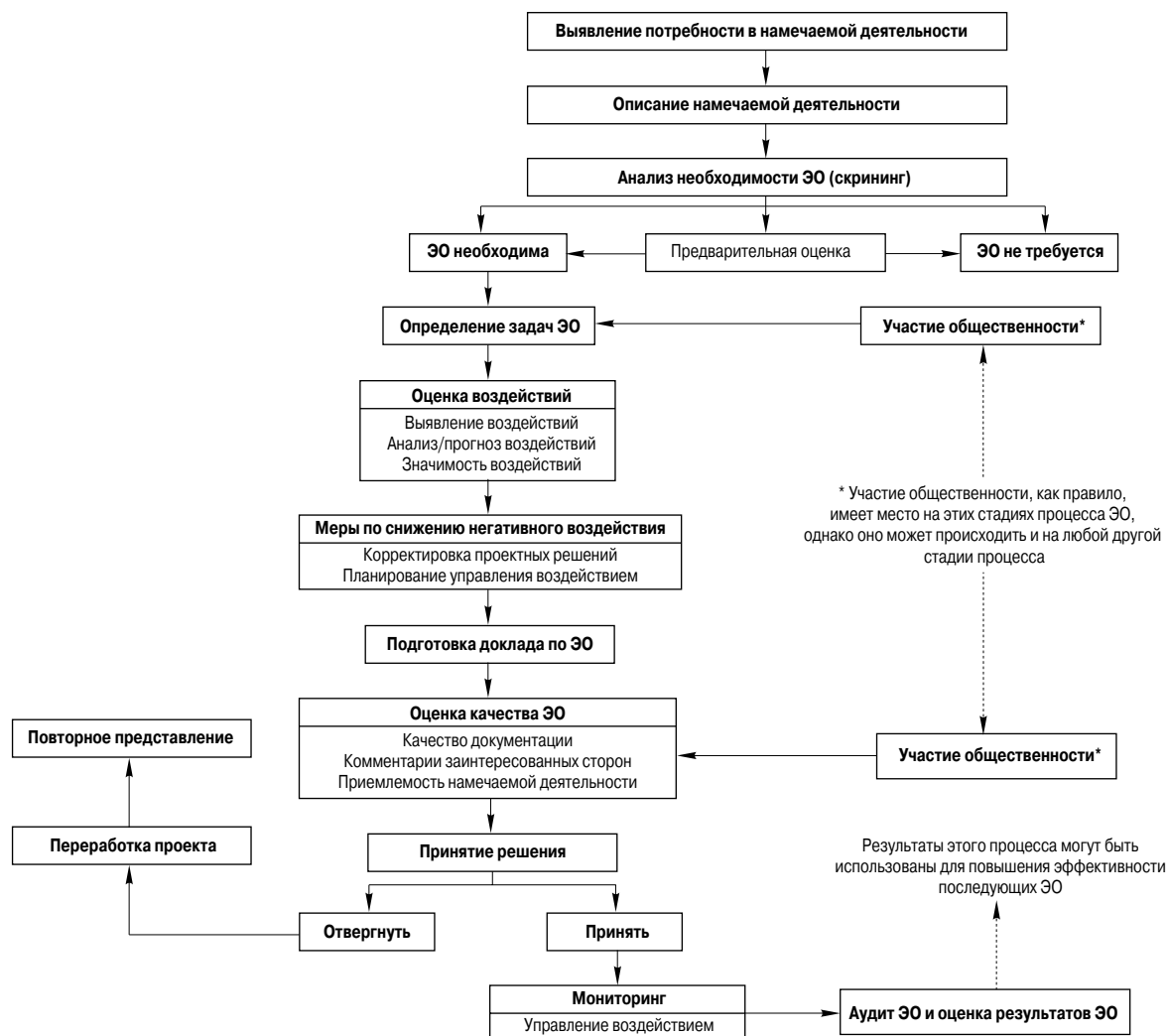
В свою очередь экологическая оценка (ЭО) должна обеспечивать основания для принятия приемлемого с экологической точки зрения решения, в котором ясно определены и предписаны условия осуществления деятельности; планирования, разработки и осуществления приемлемых проектов, которые удовлетворяют экологическим стандартам и целям управления ресурсами; комплекса соответствующих послепроектных мероприятий с требованиями по мониторингу, менеджменту, аудиту и оценке их эффективности, основанными на значимости потенциального воздействия, степени неопределенности, связанной с прогнозом и мероприятиями по снижению негативного воздействия, и возможности улучшения разработки проектов или применения процесса в будущем.

На рисунке дана общая схема прохождения экологической экспертизы (Теличенко В.И., Слесарев М.Ю. Управление экологической безопасностью строительства. Экологическая экспертиза и оценка воздействия на окружающую среду. М.: АСВ, 2005. 441 с.) являющаяся алгоритмом, соответствующим национальному российскому порядку проведения ЭО. Конкретные элементы и этапы процесса ЭО в других странах, обязанности его участников зависят от требований страны или организации-донора. Однако большинство процессов ЭО имеют сходную структуру с рисунком.

Основные стадии ЭО:

1. Анализ необходимости ЭО (скрининг).
2. Определение задач и планирование ЭО.
3. Оценка воздействий.
4. Разработка мер по смягчению воздействий.
5. Подготовка итогового документа.
6. Оценка полноты и качества ЭО.
7. Принятие решения.
8. Мониторинг и контроль воздействия.
9. Участие общественности.

Описанная процедура экологической оценки позволяет применять ее к любой строительной деятельности, которая



Общая схема прохождения экологической экспертизы

может отрицательно воздействовать на окружающую среду; использовать ее как инструмент управления экологической безопасностью строительства.

Результатом экологической экспертизы и оценки воздействия на окружающую среду должны быть точная и соответствующая информация относительно характера, вероятной величины и значимости потенциального воздействия, рисков и последствий намечаемой деятельности и альтернатив ее осуществления; заявление о воздействии или доклад, представляющий эту информацию в ясной, понятной и уместной форме для принятия решения, включая сведения о сделанных предположениях и пределах достоверности в прогнозах воздействия; разрешение возникающих проблем и конфликтов в рамках процесса.

Однако существующий порядок проведения экологической оценки не гарантирует полной экологической безопасности строительства даже при особо тщательной проработке всех вопросов, связанных с защитой окружающей среды от негативного воздействия на нее процесса строительства.

Порядок проведения экологической оценки имеет ряд существенных недостатков. Это, в частности, концептуальные, методологические, технические недостатки. Рассмотрим их подробнее.

Недостатки концептуального характера. Если внимательно рассмотреть описанные выше основные этапы про-

ведения ЭО, то первый же пункт «Анализ необходимости ЭО (скрининг)», вызывает сомнение.

В данном случае решение о необходимости ЭО отдают на откуп некоторым экспертам. Их субъективное мнение должно решить судьбу ЭО по определенному объекту строительства. В связи с этим возникает вопрос: по каким критериям, по каким экологическим показателям, по каким экологическим нормам можно отнести данный объект к категориям, подлежащим экспертизе или не подлежащим экспертизе. На сегодняшний день каких-либо обоснованных критериев, позволяющих определить, нужна экспертиза или нет, *не существует*. Субъективное право эксперта решать судьбу экспертизы представляется неверным. Кроме того, такая свобода выбора чревата и злоупотреблениями в данном вопросе. Заинтересованной стороне зачастую проще добиться заключения об отсутствии необходимости проведения экспертизы от эксперта, чем проводить экспертизу с непредсказуемыми последствиями и затратами на обеспечение экологической безопасности. Зачастую решения об отсутствии необходимости в экологической экспертизе принимается для небольших, удаленных от мест пребывания людей объектов строительства, не имеющих явных факторов загрязнения окружающей среды.

В связи с этим представляется концептуально необоснованным ставить под сомнение необходимость проведения

экологической экспертизы для *любого объекта*, независимо от его размера, назначения и местоположения. У природы нет мест, где воздействие на нее не имеет экологических последствий. Природа – это единый живой комплекс. Каждая часть природной среды – территория, воздушное пространство, почвы, недра, виды растительного или животного мира связана со всей окружающей средой, воздействует на нее и реагирует на ее воздействие.

Поэтому концептуально выдвигаются следующие положения: любой элемент (объект строительства), независимо от размеров, назначения и местонахождения оказывает воздействие на окружающую среду; экологической оценке подлежит любой объект строительства, независимо от размеров, назначения и местонахождения.

Следующий после скрининга этап ЭО – определение задач и планирование ЭО. На этом этапе предполагается определение ключевых воздействий от рассматриваемого объекта на окружающую среду.

Понятие «ключевое воздействие» предполагает ограничение количества рассматриваемых воздействующих факторов. Кроме того, предполагается градация факторов по степени важности. Причем менее важные, на взгляд эксперта, рассматриваются поверхностно, без глубоких исследований или отбрасываются вовсе как несущественные.

Такой подход к выбору объекта исследований представляется неверным по нескольким причинам: во-первых, для того чтобы определить значимость воздействующего фактора, необходимо всем имеющимся факторам дать оценку и ранжировать их; во-вторых, деление воздействующих факторов на важные и не важные представляется также недальновидным: последствия от одних факторов наступают немедленно, а последствия от якобы менее значимых факторов наступят позже и, возможно, в самой неожиданной форме. Эти последствия могут лежать вообще за пределами наших сегодняшних знаний о природе вещей.

Определение и ранжирование воздействующих факторов при обстоятельных исследованиях, предполагающих точный и серьезный результат, требует большого массива исходных данных (расчетных, статистических, исследовательских и т. д.). При отсутствии большой базы данных о значимости фактора можно определить значимость, воспользовавшись услугами экспертов-специалистов в данной области. Но серьезная организация работы по получению экспертных оценок крайне трудоемка и продолжительна по времени.

В связи с этим в качестве концептуального подхода к выбору воздействующих факторов при экологической экспертизе предлагается *убрать понятие важности факторов и их ранжирование по значимости.*

Для окружающей среды, для природы, для человеческого общества важно все: и чистый воздух, и сохранение любого вида растений и животных, и сохранение исторических и культурных памятников, (а это тоже элемент экологии окружающей среды), и эмоциональное восприятие обществом изменения в окружающей среде и многое другое.

Для проведения ЭО было бы более перспективным оценивать максимальное количество воздействующих факторов, предварительно сгруппированных по определенному критерию: по типу воздействия, по направлению воздействия, по времени и т. д.

Недостатки ЭО методологического и методического характера. В современном виде оценка включает выявление воздействий, их анализ и оценку значимости воздействий.

Причем достоверных методик выявления, анализа, оценки на сегодняшний день не существует. Каждый эксперт полагается в такой работе на собственный опыт и знания. Как правило, рассматриваются основные виды загрязнений, основные виды воздействий на живую природу и на основе этих данных делается экологическая оценка воздействия объекта на окружающую среду. В связи с этим вне рамок интересов эксперта находятся отдаленные, сложнопрогнозируемые последствия от загрязнений и воздействий, а также опосредованные воздействия непрямого типа.

Опосредованное воздействие – самое сложное воздействие, часто с непредсказуемым результатом. К примеру, застройка жилого микрорайона многоэтажными современными зданиями при современном методологическом подходе к экологической оценке окажется совершенно чистой и безобидной для окружающей среды. Действительно, хорошо спланированный и организованный жилой микрорайон и каждый жилой дом в отдельности не представляют угрозу для окружающей среды, живой природы, проживающих в нем людей. Через некоторое время жилой спальный район сталкивается с экологической проблемой, например высокой загазованностью атмосферы выхлопными газами личных автомобилей жителей района. Как следствие, это снижение качества жизни из-за загазованности, автомобильного шума, увеличения запыленности воздуха; рост количества и тяжести соматических заболеваний; рост раздражительности людей и рост соответствующих психосоматических заболеваний; снижение продолжительности жизни. Кроме того, происходит загрязнение почв тяжелыми металлами выхлопных газов, угнетение растительности, угнетение животного мира урбанизированной территории и т. д. А причиной всему этому было опосредованное воздействие такого фактора, не учтенного экспертами, как концентрация недвижимости на ограниченной территории. В данном случае фактор повышенной концентрации строительных объектов на ограниченной территории полностью опроверг сделанную экспертами положительную экологическую оценку жилого района.

Чтобы максимально учесть все воздействующие факторы, методология экологической оценки должна включать в себя помимо оценки воздействия прямых факторов также и **оценку опосредованного воздействия** [2] рассматриваемого объекта на окружающую среду.

В существующей методологии экологической оценки отсутствуют также критерии отнесения уровня экологической безопасности объекта, комплекса объектов территории к тому или иному уровню безопасности, например безопасный уровень загрязнения и воздействия, или небезопасный уровень, или очень опасный и т. д.

Отсутствует также в методологии ЭО учет существующего общего экологического фона загрязнения и воздействия на окружающую среду. На сегодняшний день ведется только мониторинг отдельных территорий на отдельные виды загрязнения, наиболее характерные для нее. Комплексный показатель экологической обстановки отсутствует, нет обоснованных методов расчета таких показателей.

Еще одной методологической проблемой является отсутствие специальных подходов к экологической оценке разных территорий, разных экосистем [3, 4]. Введение в методологию ЭО понятия «тип экологической системы» позволит проводить ЭО с учетом особенностей исследуемой экосистемы. Например, вблизи жилых поселений не принято устраивать свалки бытовых отходов (есть санитарные нормы), но мусоросжигательный завод в жилом районе может быть расположен в

соответствии с санитарными нормами, хотя нет достоверной методики ЭО данного объекта с учетом отдаленных последствий и опосредованного воздействия на окружающую среду.

Именно отсутствие достоверных данных о вреде воздействия того или иного объекта на окружающую среду, несовершенство методик экологической оценки, низкая достоверность проведения ЭО, субъективность ЭО привели к тому, что введен в процедуру экологической оценки институт участия общественности. Отсутствие четкой формализации ЭО, а самое главное, отсутствие учета всех возможных воздействующих факторов, якобы «несущественных» для экспертизы, привело к тому, что любой вновь начинаемый строительством объект вызывает отторжение у жителей территории и общественности, где объект планируется к строительству. Основной мотив неприятия общественностью нового строительного объекта в подавляющем большинстве случаев неудовлетворительное воздействие на окружающую среду. Причем факторы, которые признаются важными у экспертов, не всегда важны для общественности. К примеру, в качестве основного аргумента против начала строительства у общественности фигурирует фактор **концентрации недвижимости** на ограниченной территории [5–8].

Перечень негативных последствий для людей от нового строительства значительно больше. В первую очередь негатив вызывает все, что затрагивает лично человека. Психологическая составляющая в восприятии нового строительства имеет важнейшее значение.

На втором месте аргументов «против» вопросы, связанные с ухудшением общих для всех условий жизни. Меньше всего в данном случае волнует людей забота об общественных интересах. Они, как правило, расходятся с интересами конкретной личности. Потому что соблюдение общественных интересов – это обязательно ущемление личных интересов.

Наибольшее отторжение у людей вызывает развитие бизнеса на территории их проживания. Это касается и торговли, и производства. Никакое самое полезное дело не нужно людям, если идет вторжение «чужого» в уже занятое и освоенное жизненное пространство.

Именно *вторжение в занятое пространство* является причиной общественной активности при ЭО, так как официальная экологическая экспертиза оперирует в значительной степени материальными категориями ЭО; практически никогда не рассматриваются как экологические вопросы психологии людей, их ощущения окружающей среды как среды их личного жизненного пространства – «человеческого биотопа». Обеспечение безопасности и комфортности «человеческого биотопа» должно стать важным критерием ЭО безопасности строительства.

Экологический фактор – *вторжение в занятое пространство* должен найти свое место в экологической оценке нового строительства для всестороннего учета интересов тех, кто уже находится в нем. Это касается не только сообщества людей, но и любого элемента живой природы, как растительности, так и животных. Обеспечение жизненного пространства (биотопа), защита его при экологической оценке от вторжения являются важным условием экологической безопасности строительства и сохранения живой природы.

Кроме того, важное методологическое значение имеет исследование и философское осмысление взаимоотношения элемента окружающей среды и всей системы в целом. В данном случае элементом является строительство (в виде объекта, комплекса, отрасли) и окружающий мир.

Недостатки технического характера. Для достоверной экологической оценки воздействия объекта на окружающую среду необходима в первую очередь достоверная информация о существующем состоянии окружающей среды. В на-



НАЦИОНАЛЬНЫЙ
ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ

М И С И

МГСУ
90 ЛЕТ

Национальный исследовательский университет – Московский Государственный Строительный Университет



проводит работы и научные исследования по **комплексной экологической безопасности** территорий и отдельных строительных объектов на базе современного высокоточного оборудования – **мобильной экологической лаборатории** анализа атмосферы, воды и почвы:

- оперативный контроль загрязнения воздуха промышленными выбросами, автомобильным транспортом и др. источниками;
- контроль загрязнения акватории водных объектов, подземных и грунтовых вод;
- оперативный анализ воды;
- анализ загрязнения почвенного покрова;
- оперативная оценка воздействия на окружающую среду различных физических факторов: теплового загрязнения, радиации, шума, излучений и т. д.

Для нового жилищного, рекреационного строительства и развития туризма:

- разработка и создание экологического паспорта территорий;
- выявление и сертификация эталонных экологических территорий;
- оценка степени концентрации строительства (недвижимости) урбанизированных территорий.

E-mail: stae@mgsu.ru Тел.: (499) 183 25 83; (499) 188 05 03
Москва, Ярославское шоссе, 26

Реклама

стоящее время такая информация добывается различными методами, от непосредственного мониторинга до научного прогнозирования. Сложность в получении достоверной информации состоит в незрелости методов сбора достоверной экологической информации, в сложности обработки массивов данных, сложности в хранении информации. Наибольшую сложность представляет учет постоянно изменяющейся экологической обстановки. По трудности получения, обработки, хранения и непрерывного корректирования информационного экологического поля задача не имеет аналогов в современных информационных технологиях.

Экологическая оценка как наука находится в начальной стадии развития. Много в ЭО необходимо формализовать, необходимо изменить методологию ЭО, разработать новые методики ЭО. Эти методики должны быть как универсальные, так и узкоспециализированные для отдельных экосистем, отдельных типов объектов с учетом специфики их воздействия на окружающую среду.

Список литературы

1. Малик Л.К. Киотский протокол – проблемы и возможные решения для России // Проблемы безопасности и чрезвычайных ситуаций. 2009. № 4. С. 3–21.
2. Большеротов А.Л. Оценка опосредованного воздействия строительства на окружающую среду // Жилищное строительство. 2011. № 6. С. 45–48.
3. Большеротов А.Л., Теличенко В.И. Комплексная система экологической безопасности // Жилищное строительство. 2010. № 12. С. 1–4.
4. Большеротов А.Л., Большеротова Л.В. Методология оценки экологической безопасности техноприродных систем. М.: ГОУ ВПО МГУП, 2010. 398 с.
5. Большеротов А.Л. Влияние концентрации строительства на экологическую безопасность // Вестник МГСУ. 2009. № 4. С. 49–54.
6. Большеротов А.Л. Выбор оптимального критерия оценки показателя степени концентрации строительства (недвижимости) на урбанизированных территориях // Сборник трудов XIX Польско-словацко-российского семинара «Теоретические основы строительства». Словакия, г. Жилина, 12–16 сентября 2010 г. М.: АСВ, 2010. С. 381–388.
7. Большеротов А.Л. Концентрации недвижимости – важный фактор воздействия на окружающую среду, причины концентрации и пути решения проблемы // Строительство – формирование среды жизнедеятельности: научные труды XIII Международной межвузовской научно-практической конференции молодых ученых, докторантов и аспирантов (14–21 апреля 2010 г.) // М.: АСВ, 2010. С. 261–263.
8. Большеротов А.Л., Теличенко В.И. Концентрации недвижимости – основной социально-экономический фактор воздействия на экологию окружающей среды // Вестник МГСУ. 2010. № 4. Т. 1. С. 63–67.

ВНИМАНИЮ ОРГАНИЗАЦИЙ!

Согласно постановлению Правительства РФ от 19.11.2008 г. № 858 «О порядке разработки и утверждения сводов правил» обязательным условием является положение п. 31: « 31. Ссылки на своды правил в разрабатываемой и применяемой документации осуществляются только при наличии официально изданных экземпляров сводов правил...».

ОАО «ЦЕНТР ПРОЕКТНОЙ ПРОДУКЦИИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ»

принимает заказы и распространяет утвержденные Минрегионом России официально изданные своды правил Сводо правил (СП) — актуализированные редакции СНиП, утвержденные Минрегионом России в 2010 г.

Шифр документа	Наименование	Цена, руб. (с НДС 10 %)
СП 52.13330.2011	СНиП 23-05-95* Естественное и искусственное освещение. Утвержден приказом Минрегиона России от 27.12.2010 г. № 783	1695
СП 53.13330.2011	СНиП 30-02-97* Планировка и застройка территорий садоводческих (дачных) объединений граждан, здания и сооружения. Утвержден приказом Минрегиона России от 30.12.2010 г. № 849	945
СП 54.13330.2011	СНиП 31-01-2003 Здания жилые многоквартирные. Утвержден приказом Минрегиона России от 24.12.2010 г. № 778	1115
СП 55.13330.2011	СНиП 31-02-2001 Дома жилые одноквартирные. Утвержден приказом Минрегиона России от 27.12.2010 г. № 789	970
СП 56.13330.2011	СНиП 31-03-2001 Производственные здания. Утвержден приказом Минрегиона России от 30.12.2010 г. № 850. (Объединен с СП 57.13330.2010 «СНиП 31-04-2001. Складские здания»)	1050
СП 62.13330.2011	СНиП 42-01-2002 Газораспределительные системы. Утвержден приказом Минрегиона России от 27.12.2010 г. № 780	1335
СП 64.13330.2011	СНиП II-25-80 Деревянные конструкции. Утвержден приказом Минрегиона России от 28.12.2010 г. № 826	1260

Сводо правил (СП) — актуализированные редакции СНиП, утвержденные Минрегионом России в 2011 г.

СП 15.13330.2012	СНиП II-22-81* Каменные и армокаменные конструкции. Утвержден приказом Минрегиона России от 29.12.2011 г. № 635/5	2086
СП 21.13330.2012	СНиП 2.01.09-91 Здания и сооружения на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах. Утвержден приказом Минрегиона России от 29.12.2011 г. № 624	1921
СП 25.13330.2012	СНиП 2.02.04-88 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Утвержден приказом Минрегиона России от 29.12.2011 г. № 622	2772
СП 26.13330.2012	СНиП 2.02.05-87 Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Утвержден приказом Минрегиона России от 27.12.2011 г. № 609	1756
СП 28.13330.2012	СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии. Утвержден приказом Минрегиона России от 29.12.2011 г. № 625	3127
СП 30.13330.2012	СНиП 2.04.01-85* Внутренний водопровод и канализация зданий. Утвержден приказом Минрегиона России от 29.12.2011 г. № 626	2195
СП 31.13330.2012	СНиП 2.04.02-84* Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. Утвержден приказом Минрегиона России от 29.12.2011 г. № 635/14	3295
СП 32.13330.2012	СНиП 2.04.03-85 Канализация. Наружные сети и сооружения. Утвержден приказом Минрегиона России от 29.12.2011 г. № 635/11	2415

Заказы направляйте в ОАО «ЦПП»: 127238, Москва, Дмитровское ш., 46, корп. 2
Тел.: (495) 482-4294, 482-4297, 482-4112, 482-1517, 482-4227. Факс (495) 482-4265
E-mail: mail@gupcpp.ru www.oacpp.ru Интернет-магазин: www.oacpp.tiu.ru

Как подготовить к публикации научно-техническую статью



Журнальная научно-техническая статья – это сочинение небольшого размера (до 3-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 и исследователей многих десятков научных 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 автором требованиям к содержанию научной статьи.

НЕ РЕКОМЕНДУЕТСЯ:

1. Включать ссылки на федеральные законы, подзаконные акты, ГОСТы, СНиПы и др. нормативную литературу. Упоминание нормативных документов, на которые опирается автор в испытаниях, расчетах или аргументации, лучше делать непосредственно по тексту статьи.

2. Ссылаться на учебные и учебно-методические пособия; статьи в материалах конференций и сборниках трудов, которым не присвоен ISBN и которые не попадают в ведущие библиотеки страны и не индексируются в соответствующих базах.

3. Ссылаться на диссертации и авторефераты диссертаций.

4. Самоцитирование, т. е. ссылки только на собственные публикации автора. Такая практика не только нарушает этические нормы, но и приводит к снижению количественных публикационных показателей автора.

ОБЯЗАТЕЛЬНО следует:

1. Ссылаться на статьи, опубликованные за последние 2–3 года в ведущих отраслевых научно-технических и научных изданиях, на которые опирается автор в построении аргументации или постановке задачи исследования.

2. Ссылаться на монографии, опубликованные за последние 5 лет. Более давние источники также негативно влияют на показатели публикационной активности автора.

Несомненно, что возможны ссылки и на классические работы, однако не следует забывать, что наука всегда развивается поступательно вперед и незнание авторами последних достижений в области исследований может привести к дублированию результатов, ошибкам в постановке задачи исследования и интерпретации данных.

Статьи, направляемые для опубликования, должны оформляться в соответствии с техническими требованиями изданий:

- 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.

Материал, передаваемый в редакцию в электронном виде, должен сопровождаться: рекомендательным письмом руководителя предприятия (института); лицензионным договором о передаче права на публикацию; **распечаткой, лично подписанной авторами**; рефератом объемом до 500 знаков на русском и английском языках; 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 или слайдов, распечатки файлов.

В 2006 г. в журнале «Строительные материалы»[®] был опубликован ряд статей «Начинающему автору», ознакомиться с которыми можно на сайте журнала www.rifsm.ru/files/avtoru.pdf

Подробнее можно ознакомиться с требованиями на сайте издательства <http://rifsm.ru/page/7/>