



ЖИЛИЩНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

научно-технический и производственный журнал

www.rifsm.ru

издается с 1958 г.



Общество с ограниченной ответственностью НПФ «ФОРСТ»

428022, Чувашская Республика, г. Чебоксары, ул. Калинин, д. 109а,
тел.8(8352)63-37-06 8(8352) 28-28-26

СОКОЛОВ Н.С., директор ООО НПФ «ФОРСТ», к.т.н., доцент, декан, член РОМГГиФ.

СОКОЛОВ А.Н., заместитель директора по производству ООО НПФ «ФОРСТ».

СОКОЛОВ С.Н., заместитель директора по науке ООО НПФ «ФОРСТ».

Разрядно-импульсная технология в строительстве



Разработанная технология обеспечивает:

- большую подвижность цементного раствора под воздействием электрических импульсов и тем самым лучшее заполнение им микротрещин и микропустот
- повышение прочности бетона свай на 20 ... 25%
- повышенную скорость набора прочности сваями и тем самым сокращение сроков ввода их в работу
- лучшее уплотнение грунта и снижение его пористости и влажности в зоне уплотнения



Разработанная технология позволяет:

- обеспечить свайное поле под фундаменты любой сложности
- устанавливать грунтовые анкера длиной до 25 м и несущей способностью до 100 т
- осуществлять цементацию грунтов с 1 по 9 группу грунтов
- возводить подпорные стены из буроинъекционных свай высотой до 25 м
- создавать свайные ограждения котлованов высотой до 25 м
- создавать усиление оснований фундаментов зданий без остановки действующего предприятия





ГЕОРЕКОНСТРУКЦИЯ



ПРОЕКТИРОВАНИЕ

ОБСЛЕДОВАНИЯ

ИЗЫСКАНИЯ

ГЕОТЕХНИКА

- АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ;
- ВСЕ ВИДЫ ИНЖЕНЕРНЫХ ИЗЫСКАНИЙ;
- ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ;
- РАСЧЕТЫ ОСНОВАНИЙ И ЗДАНИЙ (СООРУЖЕНИЙ);
- ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ;
- СОХРАНЕНИЕ ОБЪЕКТОВ КУЛЬТУРНОГО НАСЛЕДИЯ;
- НАУЧНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ В ОБЛАСТИ ГЕОТЕХНИКИ И ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ОСНОВАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ.

ПИ «ГЕОРЕКОНСТРУКЦИЯ»

190005, Санкт-Петербург,
Измайловский пр., дом 4

Тел.: +7 (812) 575 35 87

+7 (812) 316 61 18

Факс +7 (812) 575 36 25

e-mail: mail@georec.spb.ru

www.georeconstruction.ru

Реклама

ЗАО «ИНГЕОСТРОЙ» – строительная компания, выполняющая диагностику состояния зданий и сооружений, проектирование и выполнение всех видов геотехнических работ, включая консолидацию, уплотнение и упрочнение грунтов с применением различных технологий, в том числе в условиях плотной городской застройки. Научный, инженерный и технологический потенциал компании эффективно реализуется на каждом объекте, применяя нестандартные инженерные решения, инновационные технологии и материалы. Команда опытных специалистов, широкий парк высокотехнологичного оборудования и техники, наличие собственной производственной базы и лаборатории гарантируют высокое качество выполняемых работ в самые короткие сроки.

ЗАО «ИНГЕОСТРОЙ» предлагает следующие работы и услуги:

- обследование, оценка состояния, мониторинг зданий и сооружений;
- разработка документации на ремонтные, противоаварийные, гидроизоляционные, восстановительные работы;
- устройство горизонтальных и вертикальных противofильтрационных завес, геотехнических барьеров;
- усиление фундаментов, ликвидация разуплотнений грунтов, карстовых пустот;
- закрепление оснований зданий и сооружений, включая просадочные грунты;
- восстановление качества каменных, бетонных и железобетонных конструкций;
- устранение фильтрации воды через подземные ограждающие конструкции;
- упрочнение грунтов по технологии струйной цементации (Jet-1; Jet-2; Super-Jet);
- консолидация грунта в сложных грунтовых условиях для проходки тоннелей, коллекторов и притоннельных сооружений в условиях плавунных грунтов;
- сооружение различного вида свайных оснований и фундаментов;
- работы по инъекционному закреплению грунтов с применением манжетной технологии и микроцементов собственного производства;
- защита зданий и сооружений от сверхнормативных деформаций, ликвидация аварийных просадок, устранение проявившихся методом компенсационного нагнетания.

Специалисты компании принимали активное участие в реконструкции зданий Администрации Президента РФ и Мавзолея В.И. Ленина, реставрации Воскресенского Ново-Иерусалимского монастыря, закреплении оснований фундаментов здания Министерства иностранных дел РФ. В настоящее время компания принимает активное участие в сооружении объектов Московского метрополитена, объектов гидротехнического, транспортного, промышленного и гражданского строительства.

Тел. 8-495-796-29-23

E-mail: zao.ingestroy@gmail.com



Учредитель журнала
АО «ЦНИИЭП жилища»

Ежемесячный научно-технический
и производственный журнал

Входит в Перечень ВАК
и государственный проект РИНЦ

Журнал зарегистрирован
Министерством РФ по делам
печати, телерадиовещания
и средств массовой информации
№ ФС77-64906

Главный редактор

ЮМАШЕВА Е.И.,
инженер-химик-технолог,
почетный строитель России

Редакционный совет:

НИКОЛАЕВ С.В.,
председатель, д-р техн. наук,
генеральный директор
АО «ЦНИИЭП жилища» (Москва)

АКИМОВ П.А.,
д-р техн. наук, член-корреспондент
РААСН (Москва)

ВОЛКОВ А.А.,
д-р техн. наук, член-корреспондент
РААСН (Москва)

ГАГАРИН В.Г.,
д-р техн. наук (Москва)

ЖУСУПБЕКОВ А.Ж.,
д-р техн. наук (Астана, Казахстан)

ЗВЕЗДОВ А.И.,
д-р техн. наук, президент ассоциации
«Железобетон» (Москва)

ИЛЬИЧЕВ В.А.,
д-р техн. наук, академик РААСН
(Москва)

КОЛЧУНОВ В.И.,
д-р техн. наук, академик РААСН
(Курск)

МАНГУШЕВ Р.А.,
д-р техн. наук, член-корреспондент
РААСН (Санкт-Петербург)

СУББОТИН О.С.,
д-р архитектуры (Краснодар)

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.**

ЖИЛИЩНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Издается с 1958 г.

9'2016

Подземное строительство

- В.А. ИЛЬИЧЕВ, Р.Т. АКБИЕВ, А.Ю. МИРНЫЙ
Разработка профессионального стандарта «Специалист в области механики грунтов,
геотехники и фундаментостроения» 3
- З.Г. ТЕР-МАРТИРОСЯН, В.В. СИДОРОВ, А.З. ТЕР-МАРТИРОСЯН, А.В. МАНУКЯН
Выдавливание слабого слоя из основания фундамента конечной величины 5
- Н.С. СОКОЛОВ, В.М. РЯБИНОВ
Технология устройства буроналивных свай повышенной несущей способности 11
- А.Г. ШАШКИН, К.Г. ШАШКИН
Подземное строительство в Санкт-Петербурге: краткий обзор технических решений ... 15
- О.А. МАКОВЕЦКИЙ, С.С.ЗУЕВ, И.И. ХУСАИНОВ
Обоснование применения искусственного основания «структурный геомассив» 23
- Р.А. МАНГУШЕВ, Д.А. САПИН
Определение и обоснование параметров безопасного устройства траншейной стены
в грунте в плотной застройке 27
- В.А. АЛЕКСЕЕВ, С.И. БАЖЕНОВА, И.Я. ХАРЧЕНКО, А.И. ХАРЧЕНКО, С.А. КРИВЧУН
Совершенствование качества набрызгбетона для строительства тоннельных
и притоннельных сооружений 33
- Современному жилью – современные отделочные материалы (*Информация*) 37
- О.А. МАКОВЕЦКИЙ, С.С.ЗУЕВ, М.А. ТИМОФЕЕВ, С.Ф. СЕЛЕТКОВ, В.И. ТРАВУШ
Устройство системы вертикальных и горизонтальных геотехнических барьеров
при строительстве высотных зданий на слабых грунтах 40
- С.Г. БОГОВ
Формирование заглубленных объемов в бесподвальных исторических зданиях
в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга 45
- Л.М. КОЛЧЕДАНЦЕВ, С.В. ВОЛКОВ, Л.В. ВОЛКОВА
Организационно-технологические решения по устройству фундаментов
высотных зданий. 50
- С.А. КРИВЧУН, Е.А. КРИВЧУН, М.И. БАЖЕНОВ,
В.А. АЛЕКСЕЕВ, А.И. ХАРЧЕНКО, И.Я. ХАРЧЕНКО
Структура и свойства грунтобетонных массивов на основе
наномодифицированных микроцементов 55

Градостроительство и архитектура

- В.Д. ДЕМИН, К.В. КОЗЛОВ
Основные задачи обеспечения объектов капитального строительства
инженерной инфраструктурой 59

Founder of the journal

AO «TSNIIEP zhilishcha»

Monthly scientific-technical
and industrial journal

The journal is registered by the RF
Ministry of Press, Broadcasting
and Mass Communications,
№ FS77-64906

Editor-in-chief

YUMASHEVA E.,
*chemical process engineer,
Honorary Builder of Russia*

Editorial Board:

NIKOLAEV S.,
*Chairman, Doctor of Sciences
(Engineering), General Director,
AO «TSNIIEP zhilishcha» (Moscow)*

AKIMOV P.,
*Doctor of Sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS
(Moscow)*

VOLKOV A.,
*Doctor of Sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS
(Moscow)*

GAGARIN V.,
*Doctor of Sciences (Engineering)
(Moscow)*

ZHUSUPBEKOV A.,
*Doctor of Sciences (Engineering)
(Astana, Kazakhstan)*

ZVEZDOV A.,
*Doctor of Sciences (Engineering),
President, Association «Zhelezobeton»
(Moscow)*

IL'ICHEV V.,
*Doctor of Sciences (Engineering),
Academician of RAACS, Research
Supervisor of the Academic Scientific
and Creative Center of RAACS (Moscow)*

KOLCHUNOV V.,
*Doctor of Sciences (Engineering),
Academician of RAACS (Kursk)*

MANGUSHEV R.,
*Doctor of Sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS
(Saint-Petersburg)*

SUBBOTIN O.,
Doctor of Architecture (Krasnodar)

The authors

of published materials are responsible
for the accuracy of the submitted infor-
mation, the accuracy of the data from
the cited literature and for using in
articles data which are not open to the
public.

The Editorial Staff can publish the
articles as a matter for discussion, not
sharing the point of view of the author.

Reprinting

and reproduction of articles, promo-
tional and illustrative materials are
possible only with the written permis-
sion of the editor-in-chief.

The Editorial Staff is not responsible
for the content of advertisements and
announcements.

ZHILISHCHNOE STROITEL'STVO

Published since 1958

9'2016

Underground construction

V.A. IL'ICHEV, R.T. AKBIEV, A.Yu. MIRNY

Development of a Professional Standard «Specialist in the Field of Soil Mechanics,
Geotechnics and Foundation Engineering» 3

Z.G. TER-MARTIROSYAN, V.V. SIDOROV, A.Z. TER-MARTIROSYAN, A.V. MANUKYAN
Squeezing of a Weak Layer from Sub-foundation of Finite Size 5

N.S. SOKOLOV, V.M. RYABINOV
Technique of Construction of Bored-Injection Piles of Increased Bearing Capacity 11

A.G. SHASHKIN, K.G. SHASHKIN
Underground Construction in Saint-Petersburg: a Brief Review of Technical Solutions 15

O.A. MAKOVETSKY, S.S. ZUEV, I.I. KHUSAINOV
Substationation of the Use of an Artificial Base «Structural Block» 23

R.A. MANGUSHEV, D.A. SAPIN
Determination and Substantiation of Parameters of Safe Arrangement
of a Trench Slurry Wall in Dense Building Development. 27

V.A. ALEKSEEV, S.I. BAZHENOVA, I.Ya. KHARCHENKO, A.I. KHARCHENKO, S.A. KRIVCHUN
Improvement of Shotcrete Quality for Construction of Tunnel and Tunnel-Related Facilities . . . 33
Modern Finishing Materials to Modern Housing (*Intormation*) 37

O.A. MAKOVETSKY, S.S. ZUEV, M.A. TIMOFEEV, S.F. SELETKOV, V.I. TRAVUSH
Arrangement of System of Vertical and Horizontal Geotechnical Barriers
when Constructing High-Rise Buildings on Weak Soils 40

S.G. BOGOV
Formation of Subsurface Volumes in Cellarless Historical Buildings
Under Conditions of Weak Soils of Saint Petersburg 45

L.M. KOLCHEDANTSEV, S.V. VOLKOV, L.V. VOLKOVA
Organization-Technological Solutions for Constructing Foundations of High-Rise Buildings . . . 50

S.A. KRIVCHUN, E.A. KRIVCHUN, M.I. BAZHENOV,
V.A. ALEKSEEV, A.I. KHARCHENKO, I.Ya. KHARCHENKO
Structure and Properties of Soil-Concrete Blocks on the Basis
of Nano-Modified Micro-Cements 55

Town planning and architecture

V.D. DEMIN, K.V. KOZLOV
Main Problems of Providing Capital Construction Objects with Engineering Infrastructure 59

УДК 006.053

В.А. ИЛЬИЧЕВ¹, д-р техн. наук, академик, вице-президент РААСН, президент Российского общества по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОМГГиФ);
Р.Т. АКБИЕВ², канд. техн. наук; А.Ю. МИРНЫЙ³, канд. техн. наук (nocgeolab@mail.ru)

¹ Российская академия архитектуры и строительных наук (107031, Москва, ул. Б. Дмитровка, 24, стр. 1)

² Некоммерческое партнерство Национальное объединение экспертов градостроительной деятельности (СРОСЭКСПЕРТИЗА) (111024, Москва, ул. Душинская, 9)

³ Московский государственный строительный университет (129337, Москва, Ярославское ш., 26)

Разработка профессионального стандарта «Специалист в области механики грунтов, геотехники и фундаментостроения»

Рассматривается необходимость разработки профессионального стандарта в области механики грунтов, геотехники и фундаментостроения с точки зрения организации данного вида трудовой деятельности в Российской Федерации. Кратко изложены основные задачи разработки, приведено описание выделенных обобщенных трудовых функций с обоснованием введения новых видов деятельности в области геотехники. Представлена информация об организации разработки, составе рабочей группы. В работе приводится контактная информация для подачи замечаний и предложений.

Ключевые слова: профессиональный стандарт, механика грунтов, геотехника, фундаментостроение, трудовое законодательство.

V.A. IL'ICHEV¹, Doctor of Sciences (Engineering), Academician, Vice-President of RAACS, President of Russian Society for Soil Mechanics, Geotechnics and Foundation Engineering (RCSM&FE); R.T. AKBIEV², Candidate of Sciences (Engineering);
A.Yu. MIRNY³, Candidate of Sciences (Engineering) (nocgeolab@mail.ru)

¹ Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (24, structure 1, B. Dmitrovka Street, 107031, Moscow, Russian Federation)

² Non-commercial Partnership "National Union of Experts of Urban Development Activity (SROSEKSPERTIZA) (9, Dushinskaya Street, Moscow, 111024, Russian Federation)

³ Moscow State University of Civil Engineering (26, Yaroslavskoe Hwy, Moscow 129337, Russian Federation)

Development of a Professional Standard «Specialist in the Field of Soil Mechanics, Geotechnics and Foundation Engineering»

The need for developing the professional standard in the field of soil mechanics, geotechnics and foundation engineering is considered from the point of view of organizing this type of labor activity in the Russian Federation. Main problems of the development are briefly outlined, the description of selected and generalized labor functions with substantiating the introduction of new types of activity in the field of geotechnics is presented. The information on the organization of the development and the composition of the working group is also presented. The article contains contact information for comments and suggestions.

Keywords: professional standard, soil mechanics, geotechnics, foundation engineering, labor legislation.

Строительная отрасль всегда являлась одной из основных в экономике государства. В частности, за последние пять лет доля трудоспособного населения, занятого в области строительства, увеличилась с 9 до 13%. Очевидно, что вопрос подготовки и оценки профессиональной квалификации сотрудников является принципиальным для развития отрасли в целом.

Постановлением Правительства РФ от 22 января 2013 г. № 23 «О Правилах разработки и утверждения профессиональных стандартов» была инициирована разработка и внедрение профессиональных стандартов в систему оценки квалификаций. Это решение преследует несколько целей [1–5]:

– актуализация квалификационных характеристик видов профессиональной деятельности, реализуемых в экономике страны;

– создание основы для формирования программ профессионального образования и обратной связи между требованиями работодателей и качеством подготовки специалистов;

– создание средств для оценки профессиональных квалификаций.

Согласно законодательству (ст. 195.1 Трудового кодекса Российской Федерации), профессиональный стандарт является характеристикой уровня знаний, умений, профессиональных навыков и опыта работы, необходимой работнику для осуществления определенного вида профессиональной деятельности. По сравнению с Единым квали-

фикационным справочником в профессиональном стандарте содержатся конкретные трудовые функции и действия, увязанные с современными производственными и бизнес-процессами с учетом лучшего опыта [5]. При этом в профессиональном стандарте намеренно приводится только один из возможных вариантов организации трудовой деятельности. В зависимости от производственной необходимости каждого предприятия различные трудовые функции могут выполняться одним сотрудником или могут быть разделены между несколькими сотрудниками.

Профессиональные стандарты предполагается использовать в качестве основы для образовательных стандартов [2, 4], что позволит вузам готовить востребованных специалистов с актуальными навыками и умениями. Профессиональные стандарты также применяются работодателями при решении задач определения трудовых функций работников, разработки штатного расписания, должностных инструкций и формирования системы оплаты труда, аттестации работников [3].

Область механики грунтов, геотехники и фундаментостроения является ключевой для многих направлений строительного производства: промышленных и гражданских сооружений, гидротехнического и транспортного строительства, атомной энергетики. В настоящее время профессионального стандарта в области геотехники, механики грунтов

и фундаментостроения не существует. Необходимые уровни квалификации для данной специальности в настоящее время также не установлены в прочих нормативных документах области трудового законодательства. Разработка профессионального стандарта позволит оценить сложившуюся на рынке строительных специальностей ситуацию и актуализировать требования к специалистам, как выпускникам вузов, так и уже имеющим опыт работы в геотехническом строительстве.

Учитывая сложившуюся ситуацию, Российское общество по механике грунтов, геотехнике и фундаментостроению (РОМГГиФ), как одно из старейших профессиональных сообществ, объединяющее специалистов всей страны, было привлечено РСПП к разработке профессионального стандарта «Специалист в области механики грунтов, геотехники и фундаментостроения». Широкий круг экспертов, являющихся членами РОМГГиФ, позволит учесть пожелания различных организаций, мнения специалистов, в том числе с учетом региональной специфики.

Следует отметить, что в этом плане РОМГГиФ имеет многолетний опыт. Данная общественная организация на протяжении 18 лет проводит работу по сертификации специалистов в своей области с последующим получением индивидуальных профессиональных сертификатов, подтверждающих квалификацию индивидуальных специалистов и организаций. Наряду с сертификатами профессиональной деятельности аттестованные специалисты получают индивидуальные страховые свидетельства (в настоящее время страховая премия составляет 3 млн р.), что является уникальной практикой для нашей страны и фактически является основой создания системы профессиональной сертификации в нашей стране, частью которой являются профессиональные стандарты.

Для организации разработки профессионального стандарта на базе РОМГГиФ была создана рабочая группа под председательством президента РОМГГиФ, академика и вице-президента РААСН, д. т. н., проф. В.А. Ильичева, в которую также вошли представители профессионального сообщества и образовательных учреждений. Данная рабочая группа координирует работу по подготовке профессионального стандарта, а в дальнейшем будет обобщать полученные от профессионального сообщества пожелания и замечания и сопровождать согласование профессионального стандарта до вступления в законную силу.

В разрабатываемом профессиональном стандарте выделены 6-й и 7-й уровни квалификации, которые прибли-

зительно соответствуют уровню образования бакалавра с опытом работы и выпускника магистратуры/специалитета. Проект профессионального стандарта охватывает трудовые функции, выполняемые специалистами в области проектирования фундаментов, технологии ведения работ нулевого цикла, авторского надзора.

В рамках профессиональной деятельности в области механики грунтов, геотехники и фундаментостроения выделено пять обобщенных трудовых функций, которые отражают различные должностные обязанности:

А – специалист, занимающийся проведением высококвалифицированных полевых и лабораторных исследований, ведением мониторинга;

В – специалист, выполняющий обработку результатов исследований и подготовку материалов для проектирования;

С – специалист, выполняющий разработку проектной документации;

Д – инженер-исследователь, выполняющий научно-техническое сопровождение и разработку инновационных методик;

Е – руководитель, осуществляющий организацию и планирование работ.

Помимо уже сформировавшихся специалистов в области проектирования и организации работ в области фундаментостроения, были выделены новые трудовые функции (А, Д). Геотехническое строительство относится к быстроразвивающемуся направлению, постоянное совершенствование технологий и методик выполнения расчетов и требует специально подготовленных кадров с навыками научной работы.

Важной функцией разрабатываемого профессионального стандарта является разграничение областей деятельности инженеров-испытателей и инженеров-проектировщиков. В настоящее время происходит наложение трудовых функций данных специалистов, в частности при принципиальном выборе конструкций фундаментов и определении состава и объемов изысканий. Четкое разграничение трудовых функций и введение в профессиональный стандарт глоссария позволит внести ясность во взаимодействие этих специалистов.

Информация о ходе разработки профессионального стандарта публикуется на отдельной странице сайта РОМГГиФ <http://rsmgfe.ru/profstandard.html>.

Вопросы и предложения по разработке профессионального стандарта могут направляться ответственному секретарю рабочей группы А.Ю. Мирному по электронной почте: postgeolab@mail.ru.

Список литературы

1. Вильнер М.Я. О системе профессиональных стандартов градостроительной деятельности // *БСТ: Бюллетень строительной техники*. 2014. № 9 (961). С. 52–53.
2. Ильичев В.А., Колчунов В.И., Бакаева Н.В. Современное архитектурно-строительное образование в свете решения задач безопасности среды жизнедеятельности // *Жилищное строительство*. 2016. № 3. С. 3–9.
3. Новиков С.П., Салий К.В., Куликова Д.И. Профессиональный стандарт для работодателей и работников // *Новая наука: Проблемы и перспективы*. 2015. № 5–2. С. 203–205.
4. Одарич И.Н. Формирование профессиональных компетенций по видам профессиональной деятельности бакалавров направления подготовки 08.03.01 «Строительство» // *Балтийский гуманитарный журнал*. 2016. Т. 5. № 2 (15). С. 173–176.
5. Сафронова О.Л. Формирование требований к работнику в современной экономике: от ЕКС и ЕТКС к профессиональным стандартам // *Экономика и предпринимательство*. 2014. № 4–1 (45–1). С. 519–523.

References

1. Vil'ner M.Ya. On the professional standard system in urban development. *BST: Byulleten' stroitel'noi tekhniki*. 2014. No. 9 (961), pp. 52–53. (In Russian).
2. Il'ichev V.A., Kolchunov V.I., Bakaeva N.V. Contemporary architectural-construction education in light of living environment problems solving. *Zhilishchnoe stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2016. No. 3, pp. 3–9. (In Russian).
3. Novikov S.P., Salii K.V., Kulikova D.I. Professional standard for employees and employers. *Novaya nauka: Problemy i perspektivy*. 2015. No. 5–2, pp. 203–205. (In Russian).
4. Odarich I.N. Forming of professional competences according to types of professional activity of bachelors in specialty 08.03.01 «Construction engineering». *Baltiiskii gumanitarnyi zhurnal*. 2016. Vol. 5. No. 2 (15), pp. 173–176. (In Russian).
5. Safronova O.L. Formation of requirements to the worker in the modern economy: from EKs and ETKS to professional standards. *Ekonomika i predprinimatel'stvo*. 2014. No. 4–1 (45–1), pp. 519–523. (In Russian).

УДК 621.6.072:624.151

З.Г. ТЕР-МАРТИРОСЯН¹, д-р техн. наук, В.В. СИДОРОВ¹, канд. техн. наук,
А.З. ТЕР-МАРТИРОСЯН¹, канд. техн. наук; А.В. МАНУКЯН², д-р техн. наук

¹ Московский государственный строительный университет (129337, г. Москва, Ярославское ш., 26)

² ООО «Концерн МонАрх» (125284, г. Москва, Ленинградский пр., 31А, стр. 1)

Выдавливание слабого слоя из основания фундамента конечной величины

Приводится постановка и решение задачи о выдавливании слабого слоя из основания фундамента конечной ширины аналитическим и численным (МКЭ) методами. Приводятся формулы для определения начальной критической нагрузки на основание, а также формулы для определения скорости выдавливания слабого слоя и скорости осадки фундамента. В качестве расчетных для слабого грунта рассматриваются вязкопластические модели с незатухающей и затухающей скоростью по закону гиперболического синуса и тангенса, а также упругопластическая модель С.П. Тимошенко. Полученные аналитические решения рассчитываются с помощью ПК MathCAD. В статье решение поставленной задачи рассматривается также численно – с помощью метода конечных элементов. Дается сравнительная оценка аналитического и численного решений.

Ключевые слова: выдавливание, слабый слой, скорость осадки, вязкопластическая модель, касательное напряжение.

Z.G. TER-MARTIROSYAN¹, Doctor of Sciences (Engineering), V.V. SIDOROV¹, Candidate of Sciences (Engineering),
A.Z. TER-MARTIROSYAN¹, Candidate of Sciences (Engineering); A.V. MANUKYAN², Doctor of Sciences (Engineering)

¹ Moscow State University of Civil Engineering (26, Yaroslavskoye Shosse, 129337, Moscow, Russian Federation)

² ООО «Concern MonArch» (31A, Leningradsky Avenue, 125284, Moscow, Russian Federation)

Squeezing of a Weak Layer from Sub-foundation of Finite Size

Formulation and solution of the problem about squeezing of the weak layer from the sub-foundation of finite width using the analytical and numerical methods are presented. Formulas for determining the initial critical load on the sub-foundation as well as formulas for determining the speed of squeezing of the weak layer and the speed of foundation settlement are presented. As design models for the weak soil, visco-plastic models with continuous and fading speeds according to the law of hyperbolic sinus and tangent as well as the elasto-plastic model of S.P. Timoshenko are considered. Analytical solutions obtained are calculated with the help of PK MathCAD. In the article, the solution of the set problem is also considered numerically, with the help of the finite element method. Comparative assessment of analytical and numerical solutions is made.

Keywords: squeezing, weak layer, settlement speed, visco-plastic model, shear stress.

Известно, что при наличии в пределах сжимаемой толщи основания фундаментов конечной ширины слабого слоя конечной толщины возникает необходимость количественной оценки возможного выдавливания слабого слоя и развития чрезмерных осадок основания (рис. 1). Очевидно, что выдавливание слабого слоя зависит от интенсивности нагрузки, приходящейся на фундамент и на слабый слой, а также что выдавливание начинается после достижения начальной критической нагрузки на фундамент $P_{н*}$, соответствующей предельному равновесию в определенном заданном участке слоя [1–4]. Выдавливание по всей длине слоя начинается после полной мобилизации сопротивления сдвигу по всей длине слоя, которому соответствует предельная критическая нагрузка на фундамент $P_{пр*}$ [5–7].

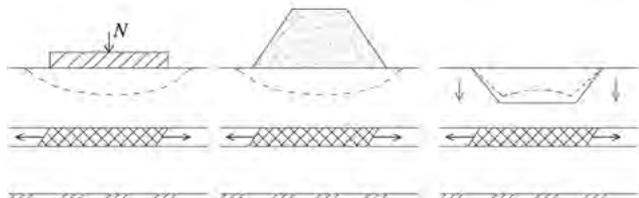


Рис. 1. Принципиальные схемы выдавливания слабого слоя из толщи грунтов основания фундамента: 1 – конечной ширины; 2 – песчаной дамбы; 3 – котлована

Настоящая работа посвящена количественной оценке начальной $P_{н*}$ и предельной $P_{пр*}$ критической нагрузки на фундамент, а также осадки фундаментов при выдавливании слабого слоя, обусловленной его выдавливанием. Следует отметить, что аналогичная ситуация возникает в основании земляных дамб и под дном котлована.

Решение поставленной задачи рассматривается аналитическим и численным (МКЭ) методами с помощью ПК MathCAD и PLAXIS в рамках плоской задачи (плоская деформация).

Постановка и решение задач аналитическим методом

Допустим: слой грунта ограниченной толщины $2h$ находится в пределах сжимаемой толщи грунтов между двумя сравнительно жесткими слоями в основании фундамента конечной ширины $B = 2a$ на глубине d ; на фундамент действует равномерно распределенная нагрузка p (рис. 2); известны физико-механические свойства грунтов слабого слоя и основания по всей глубине сжимаемой толщи. Требуется определить: начальную критическую нагрузку $P_{н*}$ под фундаментом; величину и скорость выдавливания, а также осадку слабого слоя и соответствующую заданной интенсивности нагрузку на фундамент.

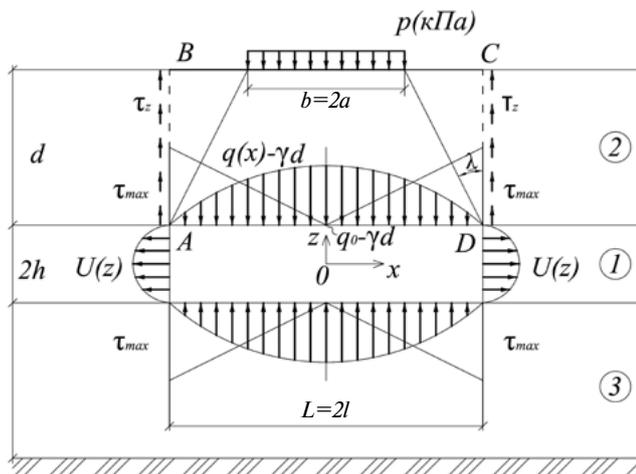


Рис. 2. Расчетная схема основания фундамента конечной ширины, в составе которого находится слабый слой (1) конечной толщины $2h$ и длины $L=2l$ ($b \gg 2h$)

Отметим, что такая постановка задачи отличается от известной постановки задачи Прандтля и других [8–12] тем, что в них на границах слабого слоя ($y = \pm h$) задана скорость уменьшения толщины слабого слоя, причем нормальные напряжения распределены по треугольнику, а в работе [12] – по параболе. В настоящей работе принимается, что касательные напряжения распределены по треугольному закону $\tau_{xz} = K_h \cdot x$. Кроме того, в качестве расчетной для грунтов слабого слоя рассматривается упруговязкопластическая модель с пределом двухпараметровой теории прочности Мора–Кулона (трение φ + сцепление c).

На рис. 2 представлена расчетная схема основания фундамента конечной ширины (b), в составе которого на глубине d находится слабый слой конечной толщины ($2h$) и большой длины ($L=2l$), причем $L \gg 2h$.

Исходные положения и уравнения

Длина слабого слоя L конечной толщины $2h \ll L$ может быть определена в первом приближении через угол распределения напряжений λ (рис. 2), который связан с табличным коэффициентом рассеивания нагрузки σ_z , $\alpha\left(\frac{x}{b}, \frac{z}{b}\right)$, зависимостью вида:

$$\tan \lambda = \frac{b(1-\alpha)}{2\alpha d}, \quad (1)$$

где d – толщина верхнего слоя 2 (рис. 2). Тогда получаем:

$$L = 2l = 2(a + d \cdot \operatorname{tg} \lambda). \quad (2)$$

Примем, что массив грунта в пределах $ABCD \times 1$ м (рис. 2) жестко смещается вниз в процессе выдавливания слабого слоя в стороны от центра. При этом на участках АВ и CD происходит взаимное смещение грунта в слое 2 и возникают касательные напряжения $\tau_d = \gamma \cdot z' \cdot \operatorname{tg} \varphi + c$, где γ – удельный вес слоя (2); z' – расстояние от дневной поверхности, причем тотальная сдвиговая сила T_d :

$$T_d = \gamma \cdot d^2 \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} + c \cdot d. \quad (3)$$

При выдавливании слабого слоя на контакте с верхним и нижним жесткими слоями также возникают касательные на-

пряжения τ_{xz} , которые в центре ($x = 0$) равны нулю из-за отсутствия перемещения слоя, причем они растут до конечного максимального значения при $x = \pm l$. В первом приближении примем, что эти напряжения растут от центра прямолинейно:

$$\tau(\pm h, x) = K_0 x, \quad (4)$$

где K_0 – коэффициент прямой пропорциональности, кН/м^3 .

Отметим, что в задаче Прандтля [9–10] при выдавливании пластического слоя между двумя жесткими плитами принимается $\tau(\pm h, x) = \operatorname{const}$. В аналогичной задаче о выдавливании идеально-вязкого слоя Надаи [12] принимает прямолинейную зависимость вида (4).

В качестве расчетной для слабого грунта Прандтль принимает однопараметровую теорию прочности Шлейхера–Мозеса, когда предел прочности $\tau_T = c = \sigma_T/2$, где σ_T – предельное значение интенсивности напряжений σ ; c – сцепление грунта.

В настоящей работе в качестве расчетной для слабого слоя принимается нелинейный закон вязкопластического течения с пределом прочности, описываемым двухпараметровым уравнением Мора–Кулона в виде:

$$\sin \varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{[(\sigma_2 - \sigma_3) \cdot \operatorname{tg} \varphi + 2c]}, \quad (5)$$

где φ , c – параметры теории прочности Мора–Кулона.

Или в виде:

$$\tau_{xz}^* = \sigma_z \cdot \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (6)$$

Из условия несжимаемости слабого слоя $\dot{\epsilon}_x + \dot{\epsilon}_z = 0$ следует, что $\sigma_x = \sigma_z = q$ в любом сечении $x < \pm l$. Кроме того, из условия равновесия элементарной длины слоя dx (рис. 3) следует, что:

$$\tau(\pm h, x) = h \left(\frac{dq}{dx} \right). \quad (7)$$

В предположении треугольного распределения касательных напряжений (4) в сечениях $x = \operatorname{const}$ из (7) следует:

$$\tau_{xz} = \left(\frac{dq}{dx} \right) \cdot z. \quad (8)$$

Интегрирование (7) с учетом (4) приводит к выражению:

$$q(x) = -\frac{K_0 \cdot x^2}{2h} + C, \quad (9)$$

где C – постоянная интегрирования, определяемая из условия $q(\pm l) = \gamma d$. Тогда получаем:

$$q(x) = \frac{K_0}{2h} (l^2 - x^2) + \gamma d = \frac{K_0 l^2}{2h} \left(1 - \frac{x^2}{l^2} \right) + \gamma d. \quad (10)$$

При $x = 0$ получаем максимальное значение $q^{\max}(x)$ в виде:

$$q(0) = \frac{K_0 \cdot l^2}{2h} + \gamma d. \quad (11)$$

Из (10) следует:

$$q'(x) = -K_0 \cdot \frac{x}{h}. \quad (12)$$

Подставив это значение $q'(x)$ в (8), получим:

$$\tau_{xz} = -K_0 \cdot z \cdot \frac{x}{h}. \quad (13)$$

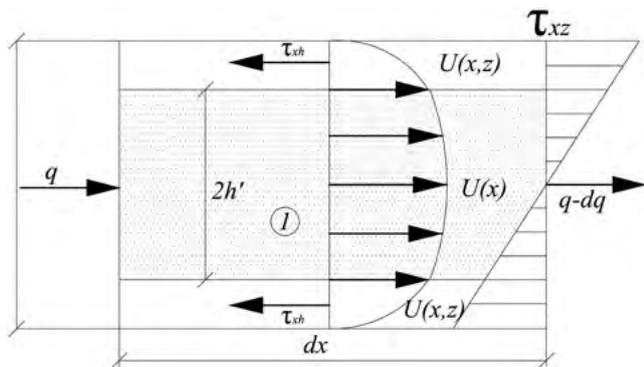


Рис. 3. Расчетная схема для определения условия равновесия элементарной длины слабого слоя dx (1) с указанием значений τ_{xz} и $U(x, z)$ в сечениях $x = const$

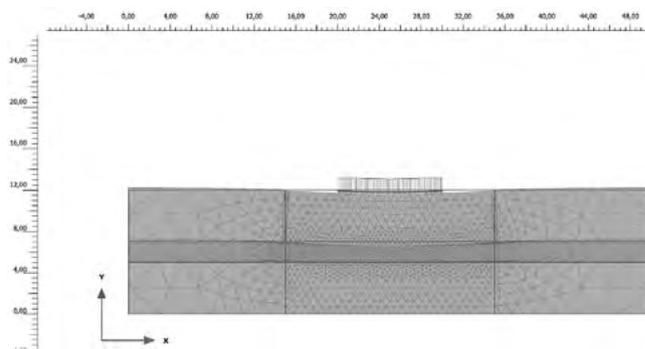


Рис. 4. Конечно-элементная деформированная модель после приложения нагрузки

Из условия равновесия массива ABCD (рис. 1) без учета $\tau_{xz}(x \pm l)$ следует:

$$pb + 2\gamma \cdot d \cdot l = 2 \int_0^l q(x) dx = 2 \left\{ \frac{K_0 \cdot l^2}{2h} \left(1 - \frac{l^3}{3l^2} \right) + \gamma \cdot d \cdot l \right\} = \frac{2K_0 l^3}{3h} + 2\gamma \cdot d \cdot l. \quad (14)$$

Отсюда получаем неизвестное K_0 :

$$K_0 = \frac{3h \cdot pb}{2l^3}. \quad (15)$$

Подставляя это значение K_0 в (13) получаем:

$$\tau_{xz} = -\frac{3p \cdot b \cdot x \cdot z}{2l^3}, \quad (16)$$

$$q(x) = \frac{3p \cdot b}{4l} \left(1 - \frac{x^2}{l^2} \right) + \gamma \cdot d. \quad (17)$$

Определение начальной и предельной критической нагрузки на фундамент

Из приведенного решения поставленной задачи следует, что максимальное значение касательного напряжения возникает в слабом слое в крайних точках с координатами $x = \pm l, y = \pm h$:

$$\tau_{xz} = \frac{-3pbh}{2l^2}. \quad (18)$$

Сравнивая это напряжение с предельным значением касательного напряжения в точках $x = \pm l, y = \pm h$ по формуле (6), с учетом $q(x) = \sigma_z(x)$ получаем:

$$\gamma \cdot d \cdot \operatorname{tg} \varphi + c = \frac{3p_n^* \cdot bh}{2l^2}. \quad (19)$$

Отсюда следует, что начальная критическая нагрузка будет равна:

$$p_n^* = \frac{(\gamma \cdot d \cdot \operatorname{tg} \varphi + c) \cdot 2l^2}{3bh}. \quad (20)$$

Для определения предельной критической нагрузки следует полагать, что по всей горизонтальной поверхности слабого слоя $2l \times 1$ м полностью мобилизовано сопротивление сдвигу грунта, т. е. оно равно:

$$\tau_{xz}^*(y = \pm h) = q(x) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (21)$$



Рис. 5. Изополя горизонтальных перемещений массива грунта после нагружения

Однако такое состояние может возникнуть лишь на определенном участке $x^* < x < l$, так как в (21) правая часть больше левой. Для определения x^* следует приравнять левую и правую части уравнения (21). Подставив значения $q(x)$ из (17), получим квадратное уравнение относительно x :

$$\frac{3pb}{2l^3} \cdot x \cdot h = \frac{3pb}{4l} \left(1 - \frac{x^2}{l^2} \right) \cdot \operatorname{tg} \varphi + \gamma d \cdot \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (22)$$

Подставляя полученное значение x в исходное уравнение (22), можно получить значение максимальной нагрузки $q(x)$.

Нахождение скорости выдавливания слабого слоя связано со значительными трудностями. Это обусловлено билинейной зависимостью скорости угловой деформации Бингама:

$$\dot{\gamma} = (\tau - \tau^*) / \eta. \quad (23)$$

Поэтому для определения скорости выдавливания удобнее воспользоваться другими моделями.

Определение скорости выдавливания слабого слоя с незатухающей скоростью

Рассмотрим случай вязкопластического течения слабого грунта с незатухающей скоростью по закону гиперболического синуса:

$$\dot{\gamma} = \gamma_0 \cdot sh(\tau / \tau_0), \quad (24)$$

где τ_0 и γ_0 – экспериментальные параметры.

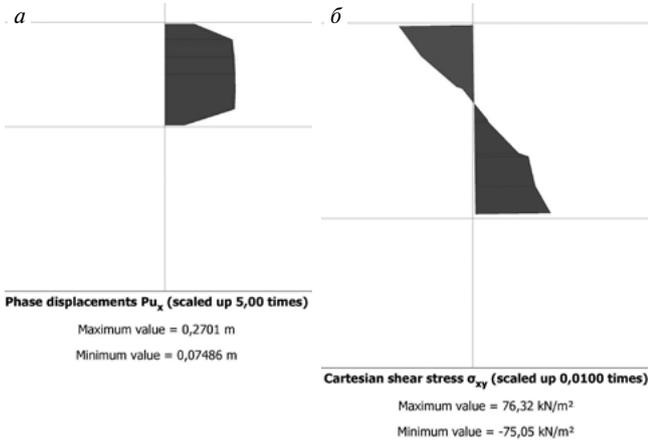


Рис. 6. Эпюры перемещений и напряжений в слабом слое по оси z : a – эпюра изменения горизонтальных перемещений (u) в слабом слое по высоте (ось z); b – эпюра изменения касательных напряжений τ_{xz} (в программе обозначение – σ_{xy}) в слабом слое по высоте (ось z)

Эта зависимость представляет гладкую кривую и не приводит к образованию твердого ядра в середине выдавливаемого слоя. Однако учитывает переменность скорости выдавливания слоя по X и по Z , так как $\tau_{xz} = f(x, z)$ (16). Подставляя значение τ_{xz} из (18) в (24), получим:

$$\dot{\gamma}_{xz} = \gamma_0 \cdot sh \left(\frac{3pb \cdot x \cdot z}{2l^3 \cdot \tau_0} \right) \quad (25)$$

Подставив это значение $\dot{\gamma}_{xz}$ в известное соотношение,

$$\dot{u}(x) = -\dot{\gamma}_{xz} dz, \quad (26)$$

получаем:

$$\dot{u} = -\int \dot{\gamma}_{xz} dz = \gamma_0 \int sh \left(\frac{3pb \cdot x \cdot z}{2l^3 \cdot \tau_0} \right) dz. \quad (27)$$

Значение этого интеграла известно [10] и равно:

$$\dot{u} = -\gamma_0 \cdot \frac{2l^3 \cdot \tau_0}{3pbx} \cdot ch \left(\frac{3pbxz}{2l^3 \cdot \tau_0} \right) + C, \quad (28)$$

где C – постоянная интегрирования, определяемая из условия при $z = h, \dot{u}(z = 0) = 0$. Тогда получаем:

$$\dot{u} = \frac{\gamma_0 \cdot 2l^3 \cdot \tau_0}{3pbx} \left(ch \frac{3pbxz}{2l^3 \cdot \tau_0} - ch \frac{3pbxh}{2l^3 \cdot \tau_0} \right). \quad (29)$$

Максимальную скорость получим при $z = 0$. Среднюю скорость выдавливания в любом сечении $0 < x < l$ можем определить по формуле:

$$\begin{aligned} \bar{u}(z) &= \frac{1}{h} \int_0^h \dot{u}(z) dz = \\ &= \frac{1}{h} \cdot \frac{\gamma_0 \cdot 2l^3 \cdot \tau_0}{3pbx} \left(h \cdot ch \frac{3pbxz}{2l^3 \cdot \tau_0} - \frac{2l^3 \cdot \tau_0}{3pbx} \cdot sh \frac{3pbxz}{2l^3 \cdot \tau_0} \right). \end{aligned} \quad (30)$$

Средняя скорость сокращения толщины слабого слоя по длине $2l$ равна:

$$\bar{u}(x) = \frac{1}{2l} \int \dot{u}(z) dx. \quad (31)$$

Выражение (31) может быть решено с помощью математических программ типа MathCAD.

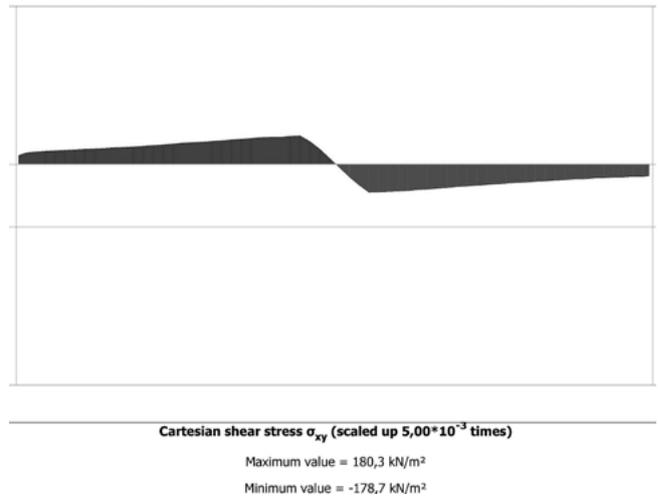


Рис. 7. Эпюра касательных напряжений τ_{xz} (в программе обозначение – σ_{xy}) и напряжений в слабом слое вдоль оси X

Для определения скорости осадки слабого слоя $\dot{v}(x)$, которая равна скорости осадки фундамента \dot{S}_f , следует воспользоваться равенством скоростей горизонтальной и вертикальной деформаций $\epsilon_x = \epsilon_z$ тогда получаем:

$$\dot{v}(x) = \bar{u}(x) \cdot (h/l), \quad (32)$$

или

$$\dot{S}_f = \bar{u}(x) (h/l). \quad (33)$$

Определение скорости выдавливания слабого слоя с затухающей скоростью

В случае вязкопластического течения с затухающей скоростью по закону гиперболического тангенса:

$$\dot{\gamma} = \gamma_0 \cdot th(\tau/\tau_0) \quad (34)$$

получим:

$$\dot{u}(z) = -\int \dot{\gamma}_{xz} dz = -\gamma_0 \int th \frac{3pbz}{2l^3 \cdot \tau_0} dz = -\gamma_0 \cdot \frac{2l^3 \cdot \tau_0}{3pbx} \ln ch \frac{3pbxz}{2l^3 \cdot \tau_0} + C, \quad (35)$$

где C – постоянная, определяемая из условия $\dot{u} = 0$ при $z = h$, т. е. получаем:

$$\dot{u} = \frac{\gamma_0 \cdot 2l^3 \cdot \tau_0}{3pbx} \left[\ln ch \frac{3pbxz}{2l^3 \cdot \tau_0} / ch \frac{3pbxh}{2l^3 \cdot \tau_0} \right]. \quad (36)$$

Средняя скорость выдавливания слабого слоя в этом случае можно определить вычитанием интегралов с помощью MathCAD:

$$\bar{u}(z) = \frac{\gamma_0}{h} \cdot \frac{2l^3 \cdot \tau_0}{3pbx} \int_0^h \left[\ln ch \frac{3pbxz}{2l^3 \cdot \tau_0} / ch \frac{3pbxh}{2l^3 \cdot \tau_0} \right] dz. \quad (37)$$

Определение осадки фундамента с учетом выдавливания слабого слоя и упругопластических свойств грунта

Рассмотрим случай, когда слабый слой обладает упругопластическими свойствами, описанный в уравнении С.П. Тимошенко в виде:

$$\gamma_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{G} \cdot \frac{\tau_{xz}^*}{\tau_{xz}^* - \tau_{xz}}, \quad (38)$$

где τ_{xz}^* определяется по (6), а τ_{xz} по (16).

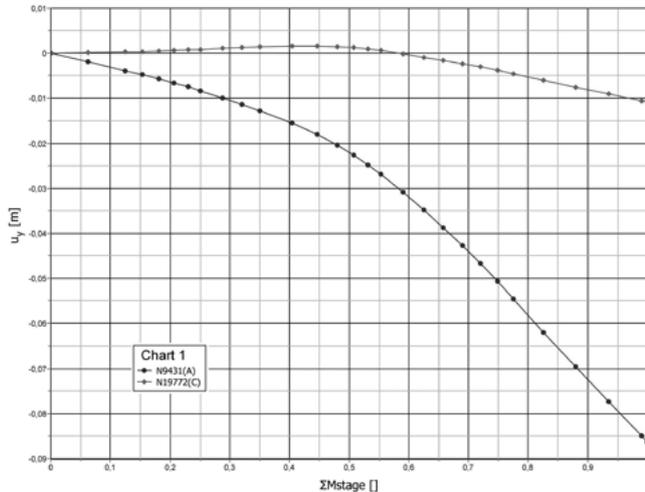


Рис. 8. Графики вертикальных перемещений точек на кровле слабого слоя: т. А – в центральной части, т. С – в краевой точке

В этом случае можем определить величину смещения слабого слоя $u(x)$ и соответствующую осадку фундамента в зависимости от приложенной нагрузки. Горизонтальные перемещения в сечениях $0 < x < l$ определяем по формуле:

$$u(x) = - \int \gamma_{xz} dz = - \frac{1}{G} \int \frac{\tau_{xz}}{1 - \tau_{xz}/\tau_{xz}^*} = - \frac{1}{G} \int \frac{Az dz}{1 - Bz}, \quad (39)$$

$$\text{где } A = \frac{3pbx}{2l^3}, \quad B = A/[q(x)\text{tg } \varphi + \gamma d \cdot \text{tg } \varphi + c]. \quad (40)$$

Интегрирование (39) дает:

$$u(x, z) = \frac{A}{G} \cdot \left(\frac{z}{B} + \frac{1}{B^2} \cdot \ln(Bz - 1) \right) + C, \quad (41)$$

где C – постоянная интегрирования, определяемая из условия $u(x, z) = 0$ при $z = h$:

$$u(z) = \frac{A}{G} \left(\frac{1}{B} (z - h) + \frac{1}{B^2} \left(\ln \frac{Bz - 1}{Bh - 1} \right) \right). \quad (42)$$

Среднее перемещение в сечениях $0 < x \leq l$ равно:

$$\begin{aligned} \bar{u}(x) &= \frac{A}{hG} \left[\frac{z^2}{2B} - \frac{h}{B} \cdot z + \frac{1}{B^2} \left(\frac{\left(\ln \left(\frac{B \cdot z - 1}{B \cdot h - 1} \right) - 1 \right) (B \cdot z - 1)}{B} \right) \right]_0^h = \\ &= \frac{A}{hG} \left[\frac{1}{B^3} \left(\ln \frac{1}{1 - B \cdot h} - B \cdot h \right) - \frac{h^2}{2B} \right]. \quad (43) \end{aligned}$$

Подставляя значения A и B из (40) в (43), получим выражение для среднего перемещения в любом сечении $0 < x \leq l$. Интегрируя среднее перемещение, можем определить $\bar{u}(x)$ средние перемещения по длине слабого слоя $0 \leq x \leq l$:

$$\bar{u}(x) = \frac{1}{l} \int_0^l \bar{u}(z) dx. \quad (44)$$

Величину осадки фундамента в этом случае можно определить по формуле:

$$S_f = \bar{v}(x) = \bar{u}(x)(h/l), \quad (45)$$

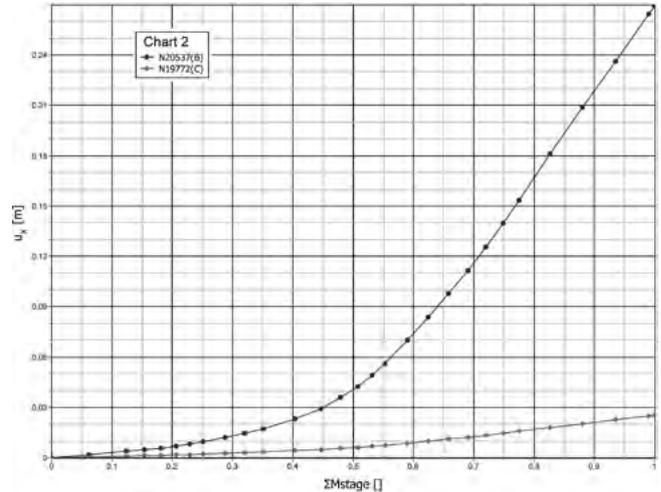


Рис. 9. Графики горизонтальных перемещений точек на крайней поверхности слабого слоя: т. В – в центральной части по глубине, т. С – в краевой точке по глубине

Выдавливание упрочняющегося слабого вязкого слоя

В этом случае скорости угловой деформации слабого слоя будут определяться зависимостью вида:

$$\dot{\gamma}_{xz}(t) = \tau_{xz}/\eta(t), \quad (46)$$

где $\eta(t)$ – изменяющаяся во времени вязкость слабого слоя.

В случае упрочнения слабого слоя в процессе выдавливания можем принять, что вязкость меняется во времени по зависимости вида:

$$\eta(t) = \eta_0 \cdot t, \quad (47)$$

где η_0 – вязкость при $t = t_1 \approx 0$.

Подставляя значение $\dot{\gamma}_{xz}$ в (26), после интегрирования:

$$\dot{u}(x, z) = \frac{3pbx}{2l^3 \eta(t)} (h^2 - z^2). \quad (48)$$

Отсюда следует, что при $z = 0$ $\dot{u}(x, z) = \dot{u}_z^{\max}$, а при $z = h$ $\dot{u}(x, z) = 0$.

Интегрируя это уравнение по времени t :

$$u(x, z, t) = \frac{3pbx}{2l^3 \eta_0} (h^2 - z^2) \cdot \ln \frac{t}{t_1}. \quad (49)$$

Объем выдавливаемого слоя через кратные сечения слабого слоя ($x = \pm l$) можно определять интегрированием (49) в пределах $z = \pm h$:

$$Q(t) = \frac{2}{3} \frac{pbh^3}{l^2 \eta_0} \ln \frac{t}{t_1}. \quad (50)$$

Через объем вытесненного грунта можно определить осадку слоя и равную ей осадку фундамента:

$$S_f(t) = \frac{Q(t)}{L}, \quad (51)$$

где $Q(t)$ – объем выдавливаемого слабого слоя, определяемого по (50).

Напряженно-деформируемое состояние (НДС) основания фундамента конечной ширины при наличии слабого слоя в сжимаемой толще численным методом (МКЭ)

Для количественной оценки НДС основания фундамента конечной ширины с учетом слабого слоя в составе сжимаемой толщи численным методом (МКЭ) воспользуемся ПК PLAXIS 2D в рамках плоской задачи (плоская деформация) и в соответствии с расчетной схемой, представленной на рис. 1. В качестве расчетной для слабого несжимаемого грунта применяем упругопластическую модель Кулона–Мора, а для верхнего и нижнего слоев линейно-деформируемую модель.

На рис. 4–9 представлены результаты численного моделирования НДС основания в соответствии с расчетной схемой (рис. 1), а также другие результаты для различных точек на вертикальных и горизонтальных границах слабого слоя. На рис. 6 представлены эпюры горизонтальных перемещений и касательных напряжений в слабом слое, которые имеют схожий характер с принятыми в аналитическом решении (рис. 3).

Для моделирования процесса просадки массива в рамках *ABCD* (рис. 1) использована поверхность скольжения по линиям *AB* и *CD*, полагая, что при скольжении реализуется остаточная прочность, от пиковой прочности. Для этого используются интерфейсные элементы, которые позволяют в различной степени моделировать остаточную прочность. Это позволяет учитывать степень мобилизации сил трения по этим поверхностям на развитие процесса сдвигания слоя и осадки фундамента в зависимости от интенсивности нагрузки на фундамент.

Выводы.

Аналитически получены выражения для определения скорости и величины выдавливания слабого слоя из основания с учетом упругопластических свойств, изменяющейся вязкости.

Приведены зависимости для определения начальной критической и максимальной нагрузок на кровлю слабого слоя в основании с учетом наличия в основании слабого слоя.

Принятые в аналитических решениях формы перемещений слабого грунта и распределения напряжений в нем соответствуют формам, полученным методом конечных элементов в ПК PLAXIS 2D.

Список литературы

1. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов. М.: АСВ, 2009. 550 с.
2. Тер-Мартirosян З.Г. Реологические параметры грунтов и расчет оснований сооружений. М.: Стройиздат, 1990. 200 с.
3. Ухов С.Б. Механика грунтов, основания и фундамента. М.: Высшая школа, 2007. 561 с.
4. Бронштейн И.Н., Семдяев К.А. Справочник по математике для инженеров и учащихся втузов. СПб.: ЛАНЬ, 2009. 608 с.
5. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Сидоров В.В. Начальное критическое давление под пятой круглого фундамента и под пятой буронабивной сваи круглого сечения // *Естественные и технические науки*. 2014. № 11–12 (78). С. 372–376.
6. Тер-Мартirosян З.Г. Напряженно-деформированное состояние в грунтовом массиве при его взаимодействии со свайей и фундаментом глубокого заложения // *Вестник МГСУ*. 2006. № 1. С. 38–49.
7. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Абдул Малек А.С.М. Напряженно-деформированное состояние двухслойного основания с преобразованным верхним слоем // *Вестник МГСУ*. 2008. № 2. С. 81–95.
8. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. 447 с.
9. Гоффман О., Закс Г. Введение в теорию пластичности для инженеров. М.: Госиздат машиностроительной литературы, 1957. 279 с.
10. Качанов Л.М. Основы теории пластичности. М.: Наука, 1969. 420 с.
11. Маслов Н.Н. Основы инженерной теории и механики грунтов. М.: Высшая школа, 1982. 511 с.
12. Надаи А.А. Пластичность и разрушение твердых тел. М.: Мир, 1969. Т. 2. 863 с.

References

1. Ter-Martirosyan Z.G. Mekhanika gruntov [Mechanik of soil]. M.: ASV, 2009. 550 p. (In Russian).
2. Ter-Martirosyan Z.G. Reologicheskie parametry gruntov i raschet osnovanii sooruzhenii [Rheological parameters of soil and calculation of the bases of constructions]. M.: Stroyizdat, 1990. 200 p. (In Russian).
3. Ukhov S.B. Mekhanika gruntov, osnovaniya i fundamenta [Mechanics of soil, basis and base]. M.: Vysshaya shkola, 2007. 561 p. (In Russian).
4. Bronstein I.N., Semendyaev K.A. Spravochnik po matematike dlya inzhenerov i uchashchikhsya vtuzov [The reference book on mathematics for engineers and pupils of technical colleges]. Sankt-Peterburg: LAN', 2009. 608 p. (In Russian).
5. Ter-Martirosjan Z.G., Ter-Martirosjan A.Z., Sidorov V.V. Initial critical pressure under the heel of the round foundation and bored piles under the heel of round section. *Estestvennye i tehnicheckie nauki*. 2014. No. 11–12 (78). pp. 372–376. (In Russian).
6. Ter-Martirosjan Z.G. Stress-strain state in a ground massif and its interaction with the pile and deep foundations. *Vestnik MGSU*. 2006. No. 1. pp. 38–49. (In Russian).
7. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Abdoul Whitebait A.S. M the Intense deformed condition of the two-layer basis with the transformed top layer. *Vestnik MGSU*. 2008. No. 2, pp. 81–95. (In Russian).
8. Vjalov S.S. Reologicheskie osnovy mehaniki gruntov [Rheological basics of soil mechanics]. Moscow: Vysshaya shkola. 1978. 447 p. (In Russian).
9. Goffman O., Zaks G. Vvedenie v teoriyu plastichnosti dlya inzhenerov. [Introduction to the theory of plasticity for engineers]. M.: Gosizdat mashinostroitel'noi literatury, 1957. 279 p. (In Russian).
10. Kachanov L. M. Osnovy teorii plastichnosti. [Bases of the theory of plasticity]. M.: Nauka, 1969. 420 p. (In Russian).
11. Maslov N. N. Osnovy inzhenernoi teorii i mekhaniki gruntov [Bases of the engineering theory and mechanics of soil]. M.: Vysshaya shkola, 1982. 511 p. (In Russian).
12. Nadai A.A. Plastichnost' i razrushenie tverdykh tel. [Plastichnost and destruction of solid bodies]. M.: Mir, 1969. V. 2. 863 p. (In Russian).

УДК 624.154

Н.С. СОКОЛОВ, канд. техн. наук, директор (forstnpf@mail.ru),
В.М. РЯБИНОВ, инженер, зам. директора (wmr2004@mail.ru)

ООО «Научно-производственная фирма «ФОРСТ» (428022, Чебоксары, ул. Калинина, 109а)

Технология устройства буринъекционных свай повышенной несущей способности

В связи с увеличением объемов строительства в стесненных условиях особую актуальность приобретает использование буринъекционных свай, изготавливаемых по разрядно-импульсной технологии. Любая буринъекционная свая усиления обладает малым диаметром и значительной длиной. При этом ее несущая способность по телу немного меньше, чем по грунту. Создание уширений вдоль сваи позволит увеличить несущую способность сваи как по грунту, так и по телу. По результатам статических испытаний несущая способность таких свай увеличивается многократно по сравнению с буринъекционными сваями с постоянными поперечными сечениями по длине.

Ключевые слова: уширения, «подпятники», стесненные условия, несущая способность.

N.S. SOKOLOV, Candidate of Sciences (Engineering), Director (forstnpf@mail.ru), V.M. RYABINOV, Engineer, Deputy Director (wmr2004@mail.ru)
OOO Scientific-Production Company «FORST» (109a, Kalinina Street, 428022, Cheboksary, Russian Federation)

Technique of Construction of Bored-Injection Piles of Increased Bearing Capacity

In connection with increasing construction volumes under cluttered urban environments the use of bored-injection piles produced according to the pulse-discharge technology acquires special relevance. Any bored-injection pile of strengthening has a small diameter and significant length. In this case, its bearing capacity in relation to the pile shaft is a little less than the bearing capacity in relation to the soil. The creation of widenings along the pile makes it possible to increase the bearing capacity of the pile in relation both to the soil and the shaft. The results of static tests indicate that the bearing capacity of such piles is increased many times comparing with bored-injection piles with constant cross sections along the length.

Keywords: widenings, “thrust bearing”, cluttered environments, bearing capacity.

В геотехническом строительстве всегда является актуальным повышение несущей способности (F_d) буринъекционных свай с одновременным уменьшением величины их вертикальных перемещений. Буринъекционные сваи-ЭРТ, относящиеся к «Микросваям», без уплотнения стенок скважин являются малоэффективными. Одним из направлений увеличения F_d является уплотнение стенок буровых скважин с помощью электроразрядной технологии (технология ЭРТ). Устраивая уширения на конкретных участках вдоль длины сваи-ЭРТ, появляется возможность замены несущей способности свай по боковой поверхности на несущую способность сваи под уширением. Последняя в десятки раз превышает первую. Опыт устройства буринъекционных свай-ЭРТ с несколькими уширениями показывает на их повышенные значения F_d по сравнению со сваями-ЭРТ без уширений. Результаты статических испытаний с тремя уширениями на одном из объектов в Нижнем Новгороде показали удвоенную несущую способность по сравнению с несущей способностью сваи-ЭРТ без уплотнения стенок.

Особую актуальность приобретает в последнее время геотехническое строительство в стесненных условиях. Такой вид деятельности предполагает исполнение следующих мероприятий: расчет, проектирование, разработка и возведение типов фундаментов, обеспечивающих минимальную осадку застраиваемого здания или сооружения; расчет, проектирование, разработка и устройство ограждающих конструкций, сводящих к минимуму влияние застраиваемого объекта на существующие здания и сооружения в пределах зоны влияния; расчет, проектирование, разработка и

осуществление конструктивных мероприятий по увеличению эксплуатационной надежности зданий и сооружений также в пределах зоны влияния.

В геотехническом строительстве наиболее эффективными типами фундаментов являются буринъекционные сваи на мелкозернистом бетоне.

Следует отметить, что основными способами бурения скважин для устройства буринъекционных свай в настоящее время являются бурение под защитой глинистого раствора и шнековое бурение.

Бурение под защитой глинистого раствора представляется малоперспективным в связи со сложностью, а часто и невозможностью устройства зумпфов, например в условиях подвалов; проблемами с утилизацией отработанного бурового раствора; низкой несущей способностью в связи с тем, что глинистая корка на стенках скважины не позволяет обеспечить надежный контакт боковой поверхности сваи с грунтом и т. п.

Недостатком шнекового бурения является большой объем бурового шлама, остающегося на забое скважины. Это связано с конструкцией шнекового долота (породоразрушающие элементы находятся на расстоянии 10–15 см от породоудаляющих). Кроме того, при шнековом бурении происходит существенное ослабление несущих свойств грунта, не восстанавливающихся со временем вертикальной нагрузкой от веса твердеющего раствора (при диаметре скважины 200 мм и длине 20 м вес инъецированного раствора составляет 12–15 кН); и давления опрессовки недостаточно для качественного уплотнения шлама и возвращения свойств грунта на забое скважины в первона-

чальное состояние, что и влечет за собой технологические осадки.

Здесь следует отметить, что рассмотрение перспектив увеличения несущей способности следует оценивать с точки зрения возможностей буровой техники, позволяющей изготовление таких свай в стесненных условиях, в том числе из подвалов существующих зданий. Это накладывает жесткие ограничения на геометрические параметры буровой техники и, как следствие, на их мощностные характеристики.

Наиболее перспективными являются технологии, позволяющие увеличить площадь опирания свай с одновременным доведением величин технологических осадок до минимальных значений.

К указанным технологиям относятся [1–10]: электроразрядные технологии (РИТ, ФОРСТ, ЭРСТ, ЭРТ, НИИОСП); технологии изготовления набивных буровых свай; технологии изготовления свай с многоместными уширениями (СМУ).

При изготовлении свай по электроразрядным технологиям (ЭРТ, ФОРСТ) создаются уширения на пяте и боковой поверхности сваи. Одновременно уплотняется грунт, прилегающий к свае. Вышесказанное влечет за собой существенное увеличение несущей способности буровых свай усиления. Высокая несущая способность сваи ЭРТ объясняется контролируемым увеличением площади опирания сваи и созданием зоны уплотнения грунтов под острием сваи, как у забивной сваи с диаметром пяты, равным фактическому диаметру уширения. Применение ЭРТ позволяет качественно уплотнить буровой шлам на забое скважины, сводя к минимуму технологические осадки.

На сегодняшний день изготовлены сотни тысяч свай ЭРТ в Германии, Южной Корее, Москве, Санкт-Петербурге, Нижнем Новгороде, Чебоксарах, Саранске, Самаре, Курске и др. Проведенные статические испытания свай на конкретных объектах показали значительную эффективность ЭРТ.

Что касается динамического воздействия на окружающие здания и сооружения, то к сожалению, не указывается, о какой из областей применения ЭРТ говорится. Ведь ЭРТ применяется при укреплении стен и фундаментов зданий (в этом случае энергия разряда составляет 2–4 кДж); устройстве свай и грунтовых анкеров (энергия разряда в зависимости от диаметра сваи, ее длины и инженерно-геологических условий варьируется от 5 до 40 кДж).

Также нигде нет ссылок на конкретный отчет, документально подтвержда-

ющий факт чрезмерного динамического воздействия. Специалистами МГУ, НПО «РИТА», НПФ «ФОРСТ» доказано, что электрический разряд с энергией 60 кДж (что значительно выше, чем фактически применяемые энергии) при заглублении излучателя более 4 м безопасен для окружающих зданий и сооружений. Кроме того, проведенные в Санкт-Петербурге в 2005 г. исследования подтвердили абсолютную сейсмобезопасность применения данной технологии.

Сваи с многоместными уширениями (СМУ) применяются давно. Опыт использования таких свай есть в Индии, ФРГ, Великобритании, Японии, СССР и в России. Конструкция такой сваи представляет собой буровую сваю с уширением на пяте. Выше этого уширения в зависимости от типа инженерно-геологических условий и требуемой несущей способности сваи выполняются дополнительные уширения.

Практика изготовления таких свай показала их высокую эффективность. Несущая способность свай с одним уширением в 2–2,5 раза, а с двумя – в 3–3,5 раза выше, чем у свай, выполненных без уширений.

У свай с многоместными уширениями на начальном этапе нагружения в работу вступает верхнее уширение. По мере увеличения нагрузки постепенно включаются нижележащие уширения, при этом каждое уширение выполняет функцию дополнительной опоры. Несущую способность F_d , кН, набивной и буровой сваи с уширением и без уширения, а также сваи-оболочки, погружаемой с выемкой грунта и заполняемой бетоном, работающих на сжимающую нагрузку, следует определять по формуле (7.1) СНиП 2.02.03 – 85 «Свайные фундаменты»:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + \gamma_{cf} u \sum f_i h_i). \quad (1)$$

Для свай с многоместными уширениями (СМУ) формулу (1) следует преобразовать в следующий вид [11]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + \gamma_{cR} \sum_{i=1}^n R_{i\text{бок}} \cdot A_{i\text{бок}} + u \sum_{i=1}^k \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (2)$$

где $\gamma_c, \gamma_{cR}, \gamma_{cf}$ – коэффициенты условий работы; A – площадь уширения, м²; u – периметр сваи, м; h_i – толщина элементарного слоя, м; R – расчетное сопротивление под уширением или под нижним концом, кПа; f_i – расчетное сопротивление по боковой поверхности, кПа.

В формуле (2) произведена замена:

$$\gamma_{cf} u \sum f_i h_i = [\gamma_{cR} \sum_{i=1}^n R_{i\text{бок}} \cdot A_{i\text{бок}} + u \sum_{i=1}^k \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i]. \quad (3)$$

Схема, поясняющая определение несущей способности F_d по формуле (2), приведена на рисунке.

При устройстве уширения по пяте свай-ЭРТ и вдоль ее ствола величину диаметра уширения D_{ku} следует определять по формуле:

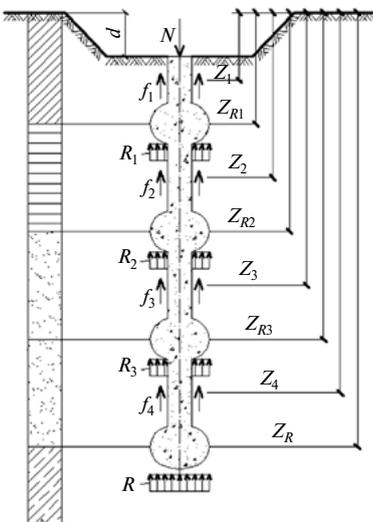


Схема к определению F_d буровых свай с многоместными уширениями (СМУ)

Глубина, м	$I_L = 0,2$			$I_L = 0,4$			$I_L = 0,6$		
	f_p , кПа	R_p , кПа	R_i / f_i	f_p , кПа	R_p , кПа	R_i / f_i	f_p , кПа	R_p , кПа	R_i / f_i
5	56	750	14,4	29	500	17,24	17	350	20,59
10	65	1050	16,15	34	800	23,53	19	600	31,58
15	72	1500	20,83	38	1100	28,95	20	800	40
20	79	1900	24,05	41	1450	35,37	20	1050	52,5

$$D_{ku} = d_c \cdot K_u, \quad (4)$$

где d_c – диаметр бурения по рабочему инструменту; K_u – коэффициент уширения, равный отношению диаметра уширения к диаметру буровой скважины.

Значения K_u приведены в табл. 2 и 3 ТР 50-180–06 «Технические рекомендации по проектированию и устройству свайных фундаментов, выполняемых с использованием разрядно-импульсной технологии для зданий повышенной этажности».

Площадь уширения сваи-ЭРТ определяется по формуле:

$$A = \pi \cdot D_{ku}^2 / 4. \quad (5)$$

Следует заметить, что при линейном значении диаметра уширения площадь уширения увеличивается в квадратичном соотношении, так, например, при коэффициенте уширения $K_u = 1,5$ площадь уширения увеличивается в 2,25 раза, а при коэффициенте $K_u = 2$ – в четыре раза.

Расчет несущей способности сваи с многоместным уширением по боковой поверхности имеет свои особенности по сравнению с расчетом несущей способности буровой сваи без уширений.

При устройстве свай с многоместными уширениями несущая способность сваи по боковой поверхности представляет собой сумму несущих способностей под каждым из уширений. При этом наиболее значимым параметром для их определения является R (расчетное сопротивление грунта под уширением).

Расчетные сопротивления грунтов под каждым из уширений R в десятки раз выше расчетного сопротивления тех же грунтов по боковой поверхности сваи f_i (расчетное сопротивление i -го слоя грунта по боковой поверхности сваи), определяющих величину несущей способности по боковой поверхности сваи без уширений (см. таблицу).

Следует отметить, что с точки зрения технологичности изготовления буровых свай усиления с многоместными уширениями использование механических уширителей неэффективно. Применение оборудования для изготовления таких свай усиления за один проход бурового става, например свай системы ЦНИИС, невозможно вследствие ограниченных энергетических характеристик буровых станков. Устройство свай в несколько этапов (бурение скважины, устройство уширений) экономически невыгодно из-за многодельности операций и большой длительности процесса (особенно в условиях работы в подвалах). Кроме того, при очевидных преимуществах указанной технологии ее реализация при применении механических уширителей влечет ряд недостатков: сложность устройства уширений в неустойчивых грунтах; невозможность качественной очистки (даже при применении ковшовых буров) зон уширений от шлама, что приводит к значительным технологическим осадкам; разуплотнение грунтов, вызывающее ослабление их несущих свойств под каждым уширением.

Самой серьезной проблемой при применении механических уширителей является неопределенность мест разработки уширений по боковой поверхности при устройстве свай в перемежающихся грунтах. Это связано с тем, что даже при проведении изысканий по самым жестким требованиям нормативных документов (здание I-го уровня ответственности и третьей категории грунтовых условий) сетка

по бурению изыскательских скважин составляет 20×20 м. Опыт работы показывает, что на расстоянии нескольких метров инженерно-геологические условия могут существенно различаться (могут встречаться линзы слабых грунтов, изменяться высотные отметки кровли и подошвы инженерно-геологических элементов и т. д.). При ошибке в месте устройства уширения эффективность этой технологии сводится к нулю. Геологический разрез на конкретной скважине опытный буровик может примерно оценить по параметрам работы бурового станка и скорости углубки.

С учетом вышесказанного предлагается устройство буровых свай усиления по технологии, сочетающей достоинства свай с многоместными уширениями и свай, выполненных по электроразрядным технологиям. Достоинствами такого способа являются: возможность устройства свай существующими буровыми станками (в том числе и отечественными); простота выполнения (добавляется одна легковыполняемая операция); возможность точного определения места устройства уширения (по уходу бетонной смеси); устройство необходимого количества уширений по длине сваи; минимизация технологических осадков; максимальная по сравнению с любыми другими технологиями устройства буровых свай усиления несущая способность сваи.

Предлагаемый способ устройства БСУ отличается от активно применяемой технологии ЭРТ.

Если же выполнять сваи по технологии, где уширения работают как дополнительные опоры, при обеспечении заданных в табл. 2.3 ТР 50-180–06 коэффициентов уширений, то при расчете несущей способности сваи по боковой поверхности величину расчетного сопротивления грунта под уширением R следует принимать по табл. 7.1. СНиП 2.02.03–85. В условиях перемежающихся грунтов устройство уширений осуществляется в слабых грунтах (при этом обеспечивается максимальная площадь опирания) над кровлей плотных грунтов, что обеспечивает большую по сравнению с технологией ЭРТ несущую способность сваи при одновременном сокращении расхода материалов и трудозатрат.

Выводы.

В настоящее время крайне востребованной является разработка технологий изготовления буровых свай усиления повышенной несущей способности с одновременной минимизацией технологических осадков сваи.

Наиболее перспективными в слабых инженерно-геологических условиях являются сваи с многоместными уширениями, при этом уширения выполняются по электроразрядной технологии (сваи-ЭРТ).

Основными достоинствами этой технологии являются:

- обеспечение такого уплотнения грунта, при котором СМУ работает как забивная свая;
- определения точного места устройства уширений каждой сваи, что необходимо при устройстве сваи в условиях перемежающихся грунтов;
- минимизация технологических осадков.

Указанная технология реализуется существующими маломощными буровыми станками, предназначенными для работы в условиях подвалов.

Технология устройства свай с многоместными уширениями по электроразрядным технологиям позволяет существенно снизить стоимость тонны несущей способности сваи.

Список литературы

1. Патент РФ № 2250958. *Устройство для изготовления набивной сваи* / Н.С. Соколов, В.Ю. Таврин, В.А. Абрамушкин. Заявл. 14.07.2003. Оpubл. 27.04.2005. Бюл. № 12.
2. Патент РФ № 2250957. *Способ изготовления набивной сваи* / Н.С. Соколов, В.Ю. Таврин, В.А. Абрамушкин. Заявл. 14.07.2003. Оpubл. 27.04.2005. Бюл. № 12.
3. Патент РФ № 2282936. *Генератор импульсных токов* / Н.С. Соколов, Ю.П. Пичугин. Заявл. 4.02.2005. Оpubл. 27.08.2006. Бюл. № 24.
4. Соколов Н.С., Рябинов В.М. Об одном методе расчета несущей способности буроинъекционных свай-ЭРТ // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2015. № 1. С. 10–13.
5. Соколов Н.С. Метод расчета несущей способности буроинъекционных свай-РИТ с учетом «подпятников» // *Материалы 8-й Всероссийской (2-й Международной) конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции» (НАСКР-2014)*. 2014 г. Чебоксары. С. 407–411.
6. Соколов Н.С., Викторова С.С., Федорова Т.Г. Сваи повышенной несущей способности // *Материалы 8-й Всероссийской (2-й Международной) конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции» (НАСКР-2014)*. 2014 г. Чебоксары. С. 411–415.
7. Соколов Н.С., Петров М.В., Иванов В.А. Проблемы расчета буроинъекционных свай, изготовленных с использованием разрядно-импульсной технологии // *Материалы 8-й Всероссийской (2-й Международной) конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции» (НАСКР-2014)*. 2014 г. Чебоксары. С. 415–420.
8. Соколов Н.С., Соколов С.Н., Соколов А.Н. Опыт восстановления аварийного здания Введенского кафедрального собора в г. Чебоксары // *Геотехника*. 2016. № 1. С. 60–65.
9. Соколов Н.С., Рябинов В.М. Об эффективности устройства буроинъекционных свай с многоместными уширениями с использованием электроразрядной технологии // *Геотехника*. 2016. № 2. С. 28–32.
10. Патент РФ на полезную модель № 161650. *Устройство для камуфлетного уширения набивной конструкции в грунте*. Н.С. Соколов, Х.А. Джантимиров, М.В. Кузьмин, С.Н. Соколов, А.Н. Соколов // Заявл. 16.03.2015. Оpubл. 27.04.2016. Бюл. № 2.
11. Соколов Н.С., Рябинов В.М. Особенности устройства и расчета буроинъекционных свай с многоместными уширениями // *Геотехника*. 2016. № 3. С. 4–8.

References

1. Patent RF 2250958. *Ustroistvo dlya izgotovleniya nabivnoi svai* [The device for production of a stuffed pile]. N.S. Sokolov, V.Yu. Tavrinn, V.A. Abramushkin. Declared 14.07.2003. Published 27.04. 2005. Bulletin No. 12. (In Russian).
2. Patent RF 2250957. *Sposob izgotovleniya nabivnoi svai* [Method of production of a stuffed pile]. N.S. Sokolov, V.Yu. Tavrinn, V.A. Abramushkin. Zayavl. Declared 14.07.2003. Published 27.04. 2005. Bulletin No. 12. (In Russian).
3. Patent RF 2282936. *Generator impul'snykh tokov* [Generator of pulse currents]. N.S. Sokolov, Yu.P. Pichugin. Declared 4.02.2005. Published 27.08. 2006. Bulletin No. 24. (In Russian).
4. Sokolov N.S., Ryabinov V.M. About one method of calculation of the bearing capability the buroinjeksi-onnykh svay-ERT. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 2015. No. 1, pp. 10–13. (In Russian).
5. Sokolov N.S. Metod of calculation of the bearing capability the buroinjeksiionnykh svay-RIT taking into account «thrust bearings». *Materials of the 8th All-Russian (the 2nd International) the «New in Architecture, Designing of Construction Designs and Reconstruction» conference (NASKR-2014)*. 2014. Cheboksary, pp. 407–411. (In Russian).
6. Sokolov N.S., Viktorov S.S., Fedorov T.G. Piles of the raised bearing capability. *Materials of the 8th All-Russian (the 2nd International) the «New in Architecture, Designing of Construction Designs and Reconstruction» conference (NASKR-2014)*. 2014. Cheboksary, pp. 411–415. (In Russian).
7. Sokolov N.S., Petrov M.V., Ivanov V.A. Calculation problems the buroinjeksiionnykh of the piles made with use of digit and pulse technology. *Materials of the 8th All-Russian (the 2nd International) the «New in Architecture, Designing of Construction Designs and Reconstruction» conference (NASKR-2014)*. 2014. Cheboksary, pp. 415–420. (In Russian).
8. Sokolov N.S., Sokolov S.N., Sokolov A.N. Experience of recovery of a dangerous structure of the Vvedensky cathedral to Cheboksary. *Geotechnica*. 2016. No. 1, pp. 60–65. (In Russian).
9. Sokolov N.S., Ryabinov V. M. About efficiency of the device the buroinjeksiionnykh of piles with multi-seater broadenings with use of electro-digit technology. *Geotechnica*. 2016. No. 2, pp. 28–32. (In Russian).
10. Russian Federation patent for plezny model No. 161650. *Ustroistvo dlya kamufletnogo ushireniya nabivnoi konstruksii v grunte* [The device for camouflage broadening of a stuffed design in soil]. N.S. Sokolov, H.A. Dzhantimirov, M.V. Kuzmin, S.N. Sokolov, A.N. Sokolov. Declared 16.03.2015. Published 27.04.2016. Bulletin No. 2. (In Russian).
11. Sokolov N.S., Ryabinov V.M. Features of the device and calculation the buroinjeksiionnykh of piles with many-placed broadenings. *Geotechnica*. 2016. No. 3, pp. 4–8. (In Russian).

ПОДПИСКА НА ЭЛЕКТРОННУЮ ВЕРСИЮ ЖУРНАЛА


<http://http://rifsm.ru/page/5/>

УДК 624.1

А.Г. ШАШКИН, д-р геол.-минер. наук, генеральный директор, координатор Санкт-Петербургской комиссии по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям, К.Г. ШАШКИН, канд. техн. наук, зам. директора, член ТК-207 «Взаимодействие сооружений и оснований» ISSMGE

ООО «ПИ «Геореконструкция» (190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр., 4, оф. 414)

Подземное строительство в Санкт-Петербурге: краткий обзор технических решений

Приведен краткий обзор технических решений по устройству подземных сооружений в условиях плотной застройки на слабых грунтах, характерных для территории Санкт-Петербурга. Приведены особенности поведения водонасыщенных глинистых грунтов малой и средней степени литификации (слабых грунтов) в условиях квазистатического нагружения и разгрузки. Сформулированы принципы проектирования подземных сооружений на застроенной территории. Изложены особенности конструирования ограждений глубоких котлованов и системы их крепления. Рассмотрены различные технологии устройства глубоких котлованов. Предложен наиболее безопасный для существующей застройки способ устройства подземного сооружения с помощью «жесткого контура».

Ключевые слова: подземное сооружение, безопасность окружающей застройки, геотехническое обоснование, слабый глинистый грунт.

A.G. SHASHKIN, Doctor of Sciences (Geology and Mineralogy), General Director, Coordinator of Saint-Petersburg Commission on Bases, Foundations and Underground Facilities, K.G. SHASHKIN, Candidate of Sciences (Engineering), Deputy Director, Member of TC-207 "Soil-Structure Interaction and Retaining Walls, ISSMGE"
ООО «ISP Georeconstruction» (4, of. 414, Izmaylovsky Avenue, 190005 Saint Petersburg, Russian Federation)

Underground Construction in Saint-Petersburg: a Brief Review of Technical Solutions

A brief review of technical solutions on construction of underground facilities under conditions of dense development on soft soils characteristic for Saint-Petersburg area is presented. Features of behavior of water saturated clay soils of a small and medium degrees of lithification (soft soils) under conditions of quasi-static loading and unloading are also presented. Principles of designing of underground facilities on the developed territories are formulated. Features of the design of deep excavation shoring and the system of their bracing are shown. Various techniques of construction of deep excavations are considered. A method for construction of an underground facility with the help of "rigid contour", as the most safety for the existing development, is proposed.

Keywords: underground facility, safety of surrounding development, geotechnical substantiation, soft clay soil.

Исторический город не может жить и развиваться без освоения подземного пространства. Под землю уходят инженерная инфраструктура, транспортные коммуникации, парковки, торговые и складские помещения: даже вестибюли музеев, например в Лувре, размещают ниже поверхности земли. Единственный способ сохранить нетронутым видимое пространство исторического центра – спрятать все новое, необходимое современному человеку, под землю. Особенно актуален вопрос освоения подземного пространства для Санкт-Петербурга. Его оберегаемый ЮНЕСКО исторический центр сам по себе уже является мегаполисом, занимающим территорию в границах столицы Российской империи рубежа XIX и XX вв., в которой проживало более миллиона жителей. Очевидно, что музеефицировать или, попросту говоря, «заморозить» развитие такого колоссального центра невозможно. Единственно возможным вектором современного развития исторического города является направление вниз, позволяющее создать новую инфраструктуру, не искажающую исторического облика. Именно поэтому особого внимания заслуживают усилия петербургских геотехников по освоению подземного пространства города, построенного, как известно, на многометровой толще водонасыщенных глинистых пород малой и средней степени литификации, которые для краткости именуют слабыми грунтами.

Объем статьи явно маловат для подробного освещения подземного строительства в Санкт-Петербурге, однако некоторые итоги последнего десятилетия все же попробуем подвести. Это десятилетие весьма показательно. До 2006 г. подземное строительство в Санкт-Петербурге исчерпывалось строительством сооружений метрополитена и канализационных коллекторов. Говорить о каком-либо заметном строительстве подземных сооружений тогда не приходилось. Не были созданы расчетные модели, адекватные особенностям работы петербургских грунтов в условиях откопки котлованов. Не были апробированы и адаптированы для инженерно-геологических условий центра города такие технологии, как «стена в грунте», «струйная цементация», без которых невозможно представить себе современное подземное строительство в аналогичных грунтовых условиях на Западе. Не были получены данные натурных исследований, мониторинга за поведением массива грунта при устройстве глубоких котлованов.

В настоящее время мы утверждаем, что знаем, как строить подземные сооружения в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга, обеспечивая при этом безопасность окружающей застройки. Здесь есть свои секреты, с которыми авторы статьи готовы поделиться с читателями.

Особенности поведения слабых глинистых грунтов

Эти особенности сводятся к способности слабых глинистых грунтов изменять свое поведение при нарушении природного сложения. Нарушение природной структуры грунта отражается не столько на их нелинейных механических характеристиках, сколько на реологическом поведении. Оказывается, что все происходящее на строительной площадке следует оценивать в аспекте нарушения структурных связей в глинистом грунте. Нарушение структурных связей может происходить при динамических воздействиях, при вытеснении грунта из объема скважины при устройстве свай по технологии «Fundex», «Atlas», DDS и т. п., при избыточном извлечении грунта из объема выработки при изготовлении буровой сваи, стены в грунте и пр. [1]. В результате нарушения структурных связей грунт превращается из квазитвердого тела в жидкообразную среду, что отражается преимущественно на скоростях развития деформаций при идентичных воздействиях.

Заметим, что котлован является временным состоянием объекта и поэтому его расчет не может строиться без учета фактора времени, т. е. без учета реологических свойств. Определять «конечные» деформации массива грунта не имеет смысла, поскольку они происходят в течение весьма длительного времени. Исследования В.А. Васенина, который обобщил данные об осадках более 5 тыс. зданий на территории Санкт-Петербурга, показали, что стабилизации осадок зданий исторической застройки не наблюдается на протяжении последних полутора столетий, в течение которых проводились измерения, а активная фаза развития деформаций занимает несколько десятилетий [2].

Очевидно, что говорить о «конечных» деформациях массива грунта при устройстве котлована, срок существования которого занимает порядка одного года, не приходится. Здесь-то и кроется главная проблема: откуда взять реологические характеристики для определения развития деформаций во времени, если даже такое воздействие, как отбор образца грунта, оказывает пагубное влияние на его природную структуру?

Трехосные испытания, проводимые в лаборатории, показывают, что достижение относительной деформации, равной 15%, происходит в течение нескольких часов. В реальности же здания получают на порядок меньшие деформации за время, превышающее срок лабораторных испытаний на несколько порядков (десятилетия). Причиной такой «нестыковки» лабораторного эксперимента и реальности является весьма значительное нарушение структурных связей у образца.

Единственной возможностью оценить параметры грунта, ответственные за скорость развития деформаций, являются натурные исследования. Обратный пересчет результатов мониторинга напряженно-деформированного состояния массива грунта, вмещающего котлован, позволяет определить эти параметры. Причем оказывается, что они при прочих равных условиях могут существенно различаться на «тихих» площадках, свободных от техногенных воздействий, и на «активных» площадках, где одновременно с устройством котлована проводились, например, работы по устройству свай.

В качестве итога многолетних натурных исследований автором этой статьи предложена вязкопластическая модель грунта, описывающая поведение водонасыщенных

глинистых грунтов малой и средней степени литификации при квазистатическом нагружении и разгрузке [3], реализованная в программном комплексе FEM models еще в 2002 г. и его новом варианте IEE Cloud. Основной идеей построения этой феноменологической модели поведения грунта является независимое описание деформационного упрочнения при уплотнении и формоизменении. Параметры объемного сжатия определяются по аппроксимации кривой трехосных консолидированно-дренированных испытаний или из компрессионных опытов. Параметры поведения грунта при сдвиге назначаются из стандартных трехосных испытаний по неконсолидированно-недренированной схеме, в которых для полностью водонасыщенного грунта объемная деформация практически отсутствует и имеют место деформации формоизменения. Одним из параметров этой модели является вязкость грунта. Этот параметр на «тихой» площадке может быть на два порядка большим, чем на «активной». Иными словами, достаточно нарушить структуру грунта, и деформации ускорятся в сто раз!

Техногенные воздействия, сопровождающие строительную деятельность, провоцируют нарушение структурных связей в этих грунтах, в результате чего они теряют свойства квазитвердого тела и приобретают качества жидкообразной среды. Надо сказать, что это весьма тяжелая жидкость, ее плотность равна примерно 2 т/м^3 , т. е. она вдвое тяжелее воды. Эффект нарушения структурных связей выражается прежде всего в увеличении подвижности грунтовой среды: ее вязкость падает до минимального значения, а следовательно, скорость развития деформаций формоизменения резко возрастает. Это явление было выявлено на целой серии опытных полигонов, где устраивались глубокие котлованы [3]. Если в грунте природного сложения боковое давление грунта равно примерно половине от вертикального, то при нарушении структурных связей оно возрастает до значения вертикального давления, как и полагается в жидкообразной среде.

Принцип проектирования подземных сооружений в условиях плотной застройки на слабых грунтах

В связи с изложенным возникает вопрос, какой путь следует предпочесть при проектировании подземного сооружения. Первый заключается в максимальной «эксплуатации» свойств грунтов ненарушенной структуры. В этом случае затраты на распорные и ограждающие конструкции оказываются минимальными. При этом высок риск утраты природной структуры грунта вследствие нарушения технологии, техногенных воздействий на площадке и вокруг нее. Могут быть нарушены и установленные проектом сроки производства работ. Все эти риски вполне реальны и могут привести к негативным последствиям вплоть до разрушения соседней застройки.

Второй путь заключается в том, что изначально предполагается неизбежность нарушения природной структуры грунта либо возможность неопределенной задержки сроков производства работ по устройству котлована. В этом случае грунт работает как «тяжелая жидкость», и мероприятия, обеспечивающие допустимые деформации соседней застройки, оказываются за гранью экономической целесообразности. Очевидно, что и первый, и второй путь сами

по себе ведут в тупик: первый не обеспечивает надежности соседней застройки, второй закрывает всякие перспективы подземного строительства. Возможен ли выход из этого тупика?

На наш взгляд, поиска третьего пути здесь не требуется, достаточно увязать между собой первый и второй пути решения проблемы.

Очевидной причиной противоречия является то, что к «оптимистическим» расчетам (в предположении сохранения природной структуры грунта) и к «пессимистическим» расчетам (в предположении полного нарушения структуры) методологически некорректно применять один и тот же критерий допустимых деформаций соседней застройки.

Для разрешения данного противоречия нами предложен следующий принцип проектирования глубоких котлованов: расчеты подземных сооружений в условиях городской застройки необходимо проводить по двум группам предельных состояний, как для самого проектируемого сооружения, так и для соседней застройки [4].

Расчет по второй группе предельных состояний (по деформациям) должен выполняться исходя из удовлетворения нормативным требованиям [5] по допустимым дополнительным деформациям соседней застройки от всей суммы воздействий, связанной со строительством объекта. Количественным выражением меры риска для существующей застройки при строительстве в примыкании к ней новых зданий и сооружений может служить эвристический критерий, ограничивающий дополнительные осадки городской застройки некоторым допустимым уровнем: *сумма дополнительных деформаций (осадок, относительной неравномерности осадок) объекта реконструкции и/или соседних зданий (сооружений) не должна превышать предельно допустимого значения:*

$$\sum_{i=0}^6 S_{ad}^i \leq S_{adu}$$

где S_{adu} – величина предельно допустимой дополнительной деформации прилегающих к строительной площадке зданий, определяемая совместным расчетом здания и основания; S_{ad}^0 – прогнозируемый прирост незавершенных деформаций от воздействий, имевших место в прошлом (для случая нестабилизированного состояния основания); S_{ad}^i – величина дополнительной деформации объекта реконструкции и/или соседних зданий вследствие воздействия i -й группы факторов, связанных со статическим нагружением (разгрузкой) основания, изменением режима подземных вод, с технологией ведения работ, которые могут быть постоянными и временными. Это требование стало основополагающим в петербургских ТСН 50-302–2004 «Проектирование фундаментов зданий и сооружений. Санкт-Петербург», а позже и в общероссийском СП 22.13330.2011 «Свод правил. Основания зданий и сооружений».

Исходя из этого условия выбирается конструкция ограждения котлована и система его крепления, обеспечивающая допустимые деформации соседней застройки при принятой последовательности и скорости производства работ с соблюдением штатных технологических режимов. В этом случае очень важно точно прогнозировать скорость развития деформаций основания во времени, принимая адекватные реологические модели. Здесь возникает необходимость четкой увязки решений, полученных расчетником-геотехником, с графиком подрядчика по предельно допустимым

срокам производства каждого этапа работ, значимого для безопасности соседней застройки. Эти сроки должны быть согласованы еще на стадии формирования геотехнической концепции. Очевидно, что наиболее экономичное решение ограждающих и распорных конструкций можно получить, если обеспечить сохранность природной структуры грунта. Для реализации проектных решений, в основу которых положен принцип сохранения природной структуры грунта, необходимо:

1. Ограничить техногенные воздействия в период устройства котлована (не допускать динамических воздействий как внутри котлована, так и вокруг него, не выполнять работы по устройству свай, погружению шпунта и т. п., ограничить движение транспорта вокруг котлована).
2. Не допускать нарушений последовательности ведения работ и щадящих технологических режимов.
3. Строго соблюдать проектные сроки каждого этапа работ по устройству котлована.

Очевидно, существуют высокие риски нарушения этих условий по объективным и субъективным причинам (задержка финансирования объекта, ошибки строителей и пр.). Проект, основанный исключительно на предположении о сохранности природной структуры грунта и не имеющий инструментов по противодействию аварийному сценарию развития событий, по нашему глубокому убеждению, не имеет права на существование. Ошибка в производстве работ или задержка сроков их выполнения не должны приводить к катастрофическому разрушению соседней застройки. Поэтому в практику геотехнических расчетов нами введено понятие *расчета соседней застройки по первой группе предельных состояний* [4]. Соседняя застройка должна быть рассчитана по прочности и устойчивости при воздействиях со стороны строительства подземного сооружения, связанных с неопределенными задержками во времени строительства и нарушением природной структуры грунта. Другими словами, нарушение щадящих технологических режимов и сроков производства работ не должно приводить к разрушению соседней застройки. Расчеты по первой группе предельных состояний для соседней застройки следует выполнять из условий обеспечения прочности и устойчивости несущих конструкций, исходя из их совместного расчета с основанием. Усилия в конструкциях порождаются деформациями основания, обусловленными податливостью ограждения котлована. Деформации основания и ограждения котлована определяются расчетом для каждого предусмотренного проектом этапа работ по устройству котлована с учетом предельного нарушения структуры грунтов и максимальной задержки сроков производства работ. Каждый этап производства работ предполагается бесконечно долгим, или (что тоже самое) на каждом этапе реализуется конечная деформация.

Исходя из расчетов по первой группе предельных состояний для соседней застройки, с учетом совместной работы конструкций соседних зданий и основания определяются предельные осадки зданий, соответствующие предельным усилиям в их конструкциях. Эти предельные деформации в большинстве практических случаев будут выше допустимых деформаций, установленных действующими нормами для расчетов по второй группе предельных состояний. Это не означает, что такие деформации допустимы. Параметры ограждения должны быть выбраны таким образом, чтобы



Рис. 1. Опытная площадка для апробации и адаптации технологии «стена в грунте» в условиях плотной застройки на слабых грунтах (Санкт-Петербург, Зоологический пер., д. 2-4): а – работа в непосредственном примыкании к расселенному зданию; б – вид «стены в грунте» с контрфорсами

удовлетворить требованиям по двум группам предельных состояний.

В техническом отношении превышение допустимых осадок (эта величина ограничивается, например, действующими федеральными, а также петербургскими и московскими региональными нормами) означает частичную или полную потерю эксплуатационной пригодности здания. Превышение предельных осадок по первой группе предельных состояний для соседней застройки означает угрозу катастрофического обрушения. В юридическом отношении превышение допустимых осадок означает возникновение имущественной ответственности виновной стороны, а превышение предельных осадок может быть связано с уголовной ответственностью.

Изложенная методология проектирования подземных сооружений была успешно апробирована на нескольких десятках объектов в Санкт-Петербурге.

Особенности конструирования ограждения глубокого котлована

Очевидно, что котлован без ограждения в условиях Санкт-Петербурга едва ли может быть глубже 1,5–2 м: забираться ниже обычно не позволяют грунтовая вода и фундаменты соседних зданий. «Консольное» ограждение, т. е. не имеющее креплений от горизонтальных смещений, при глубине котлована более 3 м чаще всего перестает справляться с ролью защиты соседних зданий от дополнительных осадок.

Бытует мнение, что ограждение котлована можно сделать настолько жестким, что оно самостоятельно в состоянии будет воспрепятствовать развитию горизонтальных смещений. Это заблуждение, которое рассеивается расчетами. Безраспорная ограждающая конструкция претерпевает не только изгиб, но и вращение как жесткое тело. В таких условиях увеличение ее жесткости оказывается малоэффективным. При устройстве котлована, скажем, глубиной 8 м только стена в грунте с трехметровыми контрфорсами (рис. 1, б) способна справиться с разви-

тием недопустимых дополнительных осадок окружающих строений.

Таким образом, при устройстве глубоких котлованов в условиях плотной застройки на слабых грунтах требуется устройство специальных распорных креплений. В качестве таковых в мировой геотехнической практике применяют грунтовые пригрузки (бермы внутри котлована), анкеры и распорные системы.

Наименее надежным способом крепления служит грунтовая берма. Ее удается применить в котлованах сравнительно небольшой глубины (около 5 м). В условиях Петербурга нужно особо акцентировать внимание на изучении устойчивости этой бермы. Поверхностные слои песков подстилаются слабыми глинистыми отложениями, которые могут провоцировать потерю устойчивости бермы, особенно при нарушении структурных связей в слабых грунтах. Визуально берма может восприниматься надежной, слагающие ее грунты при определенной связности могут обеспечивать почти отвесный откос. На деле же она может находиться в предельном напряженном состоянии по подстилающим ее слабым грунтам и не оказывать существенной помощи в удержании ограждения котлована от горизонтальных смещений. Именно такая ситуация сложилась в 2015 г. на Петроградской стороне, когда пришлось экстренно усиливать примыкающий к котловану соседний жилой дом. Кроме того, берма весьма уязвима: при ведении работ на площадке часто происходит ее подработка, замачивание, промерзание и оттаивание, что резко снижает ее полезный эффект.

Анкерное крепление ограждения котлована в условиях Петербурга встречается редко. Объясняется это просто: для того чтобы анкером достать до надежного грунта, его длина должна быть 40–60 м. Анкер такой длины имеет упругую деформацию, которая превышает допустимое горизонтальное смещение ограждения, определяемое из условия обеспечения безопасности соседней застройки (она не должна получить осадку более 2–4 см). Анкер, который до надежного грунта не достает, – пустая трата средств. Кроме того, в рыночных условиях выясняется, что соседи отнюдь не приветствуют проникновение чужих анкеров на их терри-

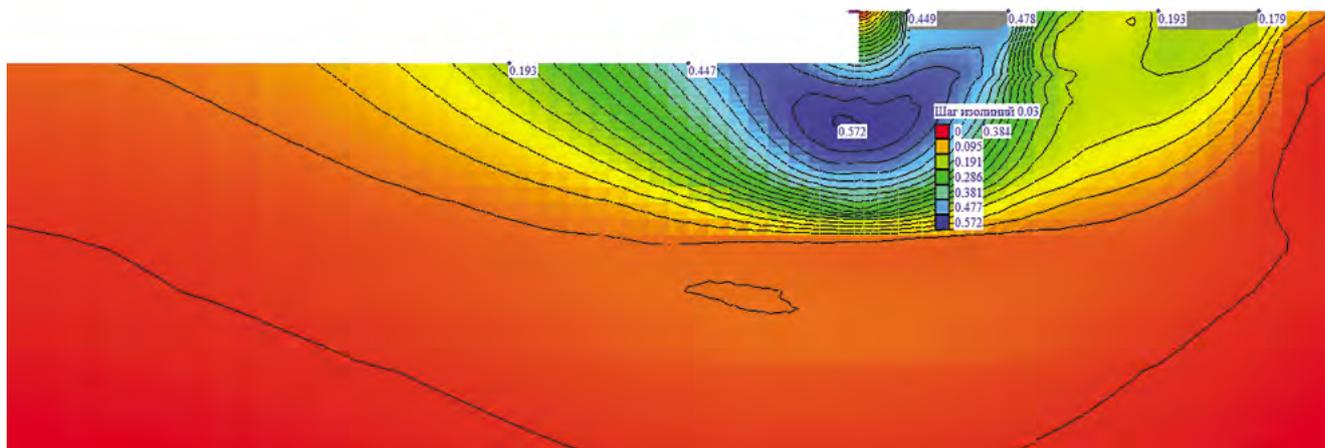


Рис. 2. Тенденция формирования круглоцилиндрических поверхностей при устройстве большого в плане котлована, по которым выстраиваются векторы главных перемещений (подписаны величины максимальных перемещений в мм)

торию. Расположение корней анкеров под существующими зданиями может негативно сказаться на деформациях последних.

Поэтому при устройстве глубоких котлованов в Санкт-Петербурге следует использовать распорные системы. Общий принцип их работы заключается в том, чтобы передать боковое давление грунта на ограждение с одной стороны котлована на другую. Таким образом, противодействует боковому давлению грунта сам же грунт, а распорная система только транспортирует усилие. Этот принцип важен, поскольку в случае несовершенной распорной системы (когда боковое давление грунта воспринимает конструкция, выполненная только на части котлована) необходимо учесть опасность сдвига плиты днища, перекрытий. Это может сопровождаться разрушением голов свай, колонн, которые не в состоянии воспринимать перерезывающие усилия, возникающие от горизонтального давления грунта (например, для котлована глубиной 8–10 м горизонтальное усилие на 1 м длины ограждения может достигать 800 кН на глубине 4 м).

Распорные системы делают из металлических элементов или в виде железобетонных дисков, используемых далее в качестве перекрытий. Применение металлических распорок для ограничения податливости ограждения является рациональным при сравнительно небольшой ширине котлована (примерно до 20 м). При больших размерах котлованов распорная система превращается в пространственную ферму со значительными сечениями распорок и небольшим их шагом, что затрудняет разработку грунта и последующее изготовление конструкций. В этом случае металлическая конструкция может обладать недопустимой податливостью.

В Китае получили распространение временные монолитные железобетонные распорные конструкции, демонтируемые после устройства постоянных перекрытий. Их недостатком является чрезвычайная громоздкость, а также проблематичность демонтажа.

Более экономичной является концепция строительства «сверху вниз» (top-down). В этом случае роль распорок играют диски перекрытий, изготавливаемые последовательно по мере откопки котлована. Недостатком концепции «сверху вниз» является технологическая сложность разработки грунта под перекрытием, особенно в условиях слабых

глинистых грунтов, склонных к разжижению при динамических воздействиях от работы техники [6].

Кроме того, устройство больших по площади котлованов в условиях Санкт-Петербурга сталкивается еще с одной проблемой. Эффект разгрузки на обширной территории приводит в действие тенденцию формирования круглоцилиндрических поверхностей, по которым выстраиваются векторы главных перемещений (рис. 2). Борьба с этой тенденцией и порождаемыми ею сверхнормативными деформациями можно только одним способом – системой «сдержек и противовесов». Никакая, даже циклопическая подпорная конструкция с этим эффектом справиться не в состоянии. Большой котлован следует разделить на несколько малых, устраиваемых поочередно. Противовесом для развития деформаций служит либо грунт в пределах соседнего участка, либо конструкция подземной части.

Весьма эффективным для строительства больших котлованов в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга является способ устройства «жесткого контура», прежде чем рассказать о котором, необходимо остановиться на кратком обзоре технологий устройства ограждения котлована.

Особенности применения технологий устройства ограждения котлована

Эта тема достойна отдельного подробного обзора. Мы же остановимся лишь на нескольких ключевых тезисах.

Теоретически ограждение котлована может быть изготовлено из металлического шпунта, монолитной стены в грунте, секущихся или касательных свай. Последние не в состоянии конкурировать с первыми двумя по жесткости. В самом деле, в круглом сечении, скажем, диаметром 800 мм только несколько пар арматурных стержней можно расставить так, чтобы они наилучшим образом воспринимали изгибающий момент. В монолитной стене толщиной 800 мм каждую арматурную пару можно расставить на то же расстояние. Нечего и говорить о сплошности стены из свай, о ее способности быть противофильтрационным экраном.

Монолитная стена в грунте, выполняемая грейфером под защитой бентонитового раствора, справедливо считается на Западе одной из наиболее надежных, технически и

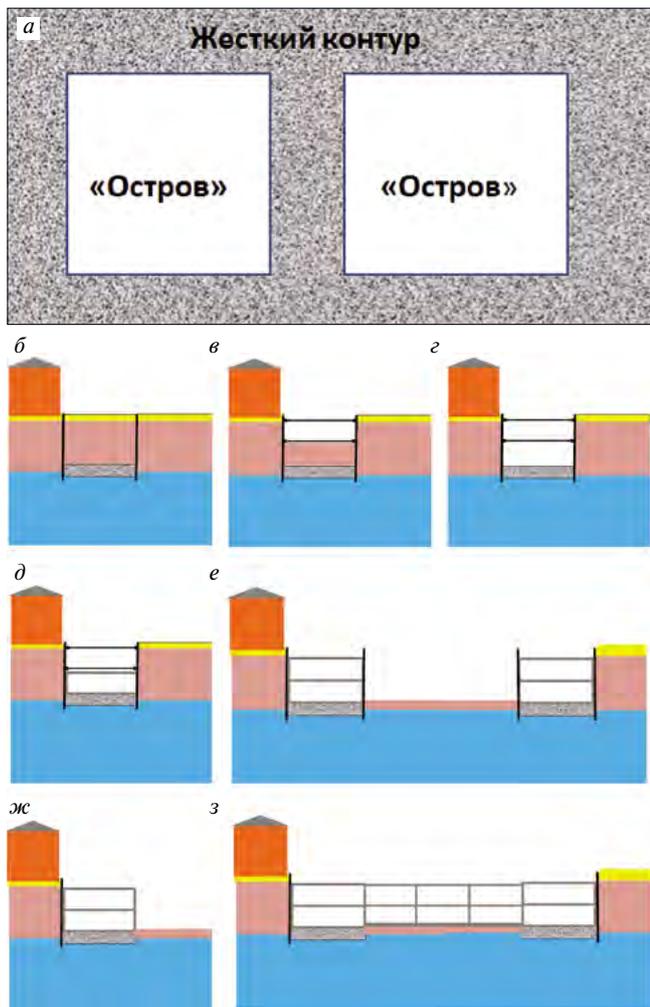


Рис. 3. Последовательность устройства котлована по методу «жесткого контура»: а – схема устройства траншей «жесткого контура»; б – погружение шпунтового ограждения по границам «жесткого контура», устройство буронабивных свай; создание грунтобетонного распорного диска ниже дна будущего котлована по технологии струйной цементации в пределах «жесткого контура» (толщиной 2 м); в, г – откопка траншей с установкой распорок; д – возведение железобетонных конструкций в пределах «жесткого контура»; е – разработка грунта «островов»; ж – извлечение внутреннего контура шпунтового ограждения; з – изготовление монолитных конструкций подземных этажей в «островах»

экономически эффективных технологий устройства ограждений глубоких котлованов. Специалисты института «Геореконструкция» приложили немало усилий, для того чтобы эта технология прошла апробацию и адаптацию в инженерно-геологических условиях Петербурга (рис. 1) [1]. Только после успешных натурных экспериментов на трех опытных площадках специалисты института «Геореконструкция» посчитали возможным использовать эту технологию в своих проектных решениях. И... получили неприятный сюрприз! Любая современная геотехнология требует высокого интеллекта, безупречного соблюдения стандартных процедур. В руках местных подрядчиков технология «стена в грунте», по меткому выражению профессора Е.М. Перлея, превратилась в технологию «грунт в стене». Нарушение рецептуры бентонитового раствора, отсутствие его регенерации, нарушение сроков бетонирования захватки привели к известным неудачам на нескольких строительных площадках

города. Причем последствия этих неудач представляли собой угрозу самой реализации подземного сооружения на данной площадке.

Суть проблемы можно пояснить следующим образом. Реализация технологии «стена в грунте» может быть успешной только в том случае, если удастся обеспечить устойчивость стенок проходки в грунте. При сохранении природных структурных связей водонасыщенные глинистые грунты ведут себя подобно твердому телу. При устройстве выемки связность грунта уменьшает горизонтальное давление. В результате стандартно применяемые бентонитовые растворы с плотностью 1,05–1,15 т/м³ способны удерживать в равновесии стенки проходки. Смысл применения этих растворов состоит не только в их способности быстро образовывать структурную сетку, но и в том обстоятельстве, что, обладая вязкостью, существенно превышающей вязкость воды, они (в отличие от воды) не будут фильтроваться в слои несвязного грунта. Заметим, что увеличение плотности раствора чревато вероятностью перемешивания бетона с раствором, что никак не способствует сплошности стены.

В том случае, если по каким-либо причинам допущено нарушение природных структурных связей, грунт превращается в жидкообразную среду. В этом случае горизонтальное давление равно вертикальному, что свойственно жидкостям. Такому давлению никак не может противостоять давление бентонитового раствора с плотностью 1,05–1,15 т/м³. В результате возможна потеря устойчивости стенок выработки, ее оплывание [6]. Можно утверждать, что успешное выполнение проходки под стандартным бентонитовым раствором возможно только в том случае, если обеспечена сохранность природного сложения грунта.

Роковым образом отразилась на экономике стены в грунте и неспособность подрядчиков сделать из нее финишную поверхность, обеспечивающую гидроизоляцию подземного сооружения. Ее приходится дублировать дополнительной гидроизоляцией и ограждающей железобетонной стенкой. В итоге следует признать: в арсенале петербургских подрядчиков в области гражданского строительства в настоящее время нет такой технологии, как «стена в грунте». Остается только надеяться, что технология будет реабилитирована метростроевцами или иными новыми подрядчиками, для которых вопросы качества и репутации не пустой звук.

Что же остается? Пожалуй, только шпунтовое ограждение. Вдали от существующих зданий его можно погружать высокочастотной вибрацией (при обязательном контроле параметров колебаний), вблизи – вдавливать. Шпунт, погруженный в водоупор, на несколько порядков снижает водоприток в котлован. Можно подобрать шпунт, эквивалентный по жесткости монолитной стене в грунте толщиной 1 м. От извлечения шпунта в примыканиях к существующим зданиям придется отказаться, чтобы не нанести им ущерба. Длина шпунта, как и любого другого ограждения котлована, определяется расчетом на активное давление и пассивный отпор грунта. Для котлована глубиной 8 м ограждение котлована в условиях Санкт-Петербурга едва ли получится по расчету менее 24 м. При погружении шпунта такой длины провоцируются дополнительные осадки окружающей застройки (порядка 5–10 мм), что нельзя не учитывать при создании концепции устройства подземного сооружения.

Правда, можно использовать один хитрый прием, позволяющий резко сократить длину шпунта, а вместе с ней и осадки соседних зданий. Остановимся на нем особо.

Устройство котлована с помощью «жесткого контура»

Метод заключается в устройстве траншеи шириной 10–15 м под защитой шпунта и системы распорных креплений, образующих замкнутый контур по периферии подземного объема, в которых выполняются железобетонные конструкции будущего сооружения. Эти конструкции служат далее жестким контуром, воспринимающим давление от окружающего массива грунта и соседних зданий, под защитой которого выполняется разработка грунта внутренней части котлована – так называемого «острова».

Как показывают исследования [7], в условиях распространения слабых глинистых грунтов наибольшие перемещения ограждения котлована часто происходят ниже дна котлована, т. е. ниже того уровня, на котором мы имеем возможность установить распорку. Следовательно, необходимо найти способ создания некоей распорки до откопки котлована. Такую возможность предоставляет технология струйной цементации (jet grouting). Она позволяет устроить распорную конструкцию на требуемой глубине из плотно смыкающихся цилиндрических грунтобетонных элементов. Как показывает опыт реализации технологии на ряде объектов в Санкт-Петербурге, с ее помощью удается создавать в массиве грунта естественного сложения грунтобетон с прочностью на одноосное сжатие порядка 5–10 МПа и модулем деформации порядка 500–1000 МПа. Такая конструкция может эффективно работать на сжатие.

Заметим, что не следует применять технологию струйной цементации для создания в основании конструкций, работающих на растяжение и изгиб, поскольку грунтобетонный массив состоит из отдельных цилиндрических элементов, между которыми имеются швы, аналогичные швам при бетонировании. Такой массив не в состоянии сопротивляться растягивающим или изгибающим усилиям.

Обратим особое внимание на важную технологическую деталь: при устройстве грунтобетонных элементов следует обеспечивать свободное излияние пульпы грунта, разрушенного струей, на поверхность. Для этого необходимо следить за наличием зазора между грунтом и штангой бурового инструмента, не допускать сокращения зазора. В противном случае не сформируется грунтобетонный элемент, а произойдет гидроразрыв пласта с паразитическим уходом цемента в стороны.

С помощью технологии струйной цементации становится возможным весьма простой способ устройства «жесткого контура»: ограждение траншеи выполняется из короткого шпунта, который погружается всего на 3–4 м ниже проектной отметки дна котлована, а между двумя рядами шпунта ниже той же отметки устраивается слой грунтобетона толщиной порядка 2 м.

Отметим, что при большом расстоянии между рядами шпунта работа слоя закрепленного грунта в качестве распорки может оказаться неэффективной из-за деформативности этого слоя. Например, при расстоянии 40 м податливость двухметрового слоя по горизонтали по расчету составит порядка 2–3 см, т. е. достигнет значений предель-



Рис. 4. Устройство подземного объема на Загородном пр. по методу «жесткого контура»

но допустимых смещений. Об этом же свидетельствуют и результаты натурных наблюдений на реальных объектах, где слой закрепленного грунта оказался неэффективным при большой ширине котлована [7].

Успешный пример устройства подземного сооружения методом «жесткого контура» на Загородном пр. в Санкт-Петербурге подробно изложен в № 9 журнала «Жилищное строительство», 2014 г. [8]. Схема его реализации представлена на рис. 3.

Как показали результаты мониторинга, развитие осадок окружающей застройки при устройстве котлована соответствовало расчетным ожиданиям и не превысило 10–20 мм.

Метод устройства подземного сооружения под защитой «жесткого контура» (рис. 4) оказался весьма эффективным в условиях плотной застройки на слабых грунтах. Он надежно обеспечил безопасность соседней застройки и оказался вполне конкурентоспособным в экономическом отношении. Стоимость 1 м² подземного сооружения оказалась сопоставимой с аналогичным параметром для наземной части здания.

Заключение

Сочетание компетенций института «Геореконструкция» в трех областях: первая – разработка собственного программного обеспечения и моделей работы грунта, что позволило создавать необходимые для работы расчетные инструменты; вторая – расчеты и проектирование, научившие специалистов совершенствовать эти инструменты, а также третья – натурные исследования поведения грунта и мониторинг, давшие материал для обратного анализа проектных прогнозов и для верификации расчетных моделей и программ, – позволили получить синергетический эффект – создать методологию проектирования подземных сооружений в условиях плотной застройки на слабых грунтах Санкт-Петербурга. Эта методология нашла отражение в петербургских и федеральных нормативных документах. Опыт института однозначно свидетельствует о возможности развития подземного пространства Северной столицы по пути, безопасному для исторических зданий и памятников архитектуры. Для этого есть только одно условие: подземным строительством должен заниматься высококвалифицированный специалист-геотехник.



Список литературы

1. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. СПб.: Стройиздат Северо-Запад, Геореконострукция, 2010. 551 с.
2. Васенин В.А. Оценка развития осадок исторической застройки Санкт-Петербурга по результатам наблюдений с конца XIX века // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2013. № 4. С. 2–7.
3. Шашкин А.Г. Проектирование зданий и подземных сооружений в сложных инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга. М.: Академическая книга – Геомаркетинг, 2014. 352 с.
4. Шашкин А.Г. Основы расчета подземных сооружений в условиях городской застройки на слабых глинистых грунтах // *Жилищное строительство*. 2011. № 6. С. 39–46.
5. Шашкин А.Г. Модификация метода TOP-DOWN для условий реставрации и реконструкции исторического здания // *Жилищное строительство*. 2009. № 2. С. 25–31.
6. Шашкин А.Г., Богов С.Г. Аprobация технологии «стена в грунте» в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга // *Промышленное и гражданское строительство*. 2012. № 11. С. 20–22.
7. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. Устройство подземного объема второй сцены Мариинского театра в условиях слабых глинистых грунтов // *Жилищное строительство*. 2011. № 10. С. 24–31.
8. Шашкин А.Г., Богов С.Г. Использование технологии jet grouting при устройстве подземного объема в условиях слабых глинистых грунтов // *Жилищное строительство*. 2014. № 9. С. 27–33.
9. maintenance of development of the cities]. SPb: Stroyizdat Severo-Zapad, Georekonstruktion. 2010. 551 p. (In Russian).
10. Vasenin V.A. Development evaluation a deposit of historical building of St. Petersburg by results of supervision since the end of the 19th century. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2013. No. 4, pp. 2–7. (In Russian).
11. Shashkin A.G. Proektirovanie zdaniy i podzemnykh sooruzhenii v slozhnykh inzhenerno-geologicheskikh usloviyakh Sankt-Peterburga [Building designing and underground constructions in difficult engineering-geological conditions of St. Petersburg]. Moscow: Akademicheskaya kniga – Geomarketing. 2014. 352 p. (In Russian).
12. Shashkin A.G. Bases of calculation of underground constructions in the conditions of urban development on weak clay soil. *Zhilizhchnoe Stroitel'stvo* [Housing construction]. 2011. No. 6, pp. 39–46. (In Russian).
13. Shashkin A.G. Modification of the TOP-DOWN method for conditions of restoration and reconstruction of the historical building. *Zhilizhchnoe Stroitel'stvo* [Housing construction]. 2009. No. 2, pp. 25–31. (In Russian).
14. Shashkin A.G., S.G. Gods. Approbation of the «wall in soil» technology in engineering-geological conditions of St. Petersburg. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2012. No. 11, pp. 20–22. (In Russian).
15. Ulitsky V.M., Shashkin A.G. Ustroystvo of underground amount of the second scene of the Maryinsky Theater in the conditions of weak clay soil. *Zhilizhchnoe Stroitel'stvo* [Housing construction]. 2011. No. 10, pp. 24–31. (In Russian).
16. Shashkin A.G., S.G. Gods. Use of the jet grouting technology in case of the device of underground amount in the conditions of weak clay soil. *Zhilizhchnoe Stroitel'stvo* [Housing construction]. 2014. No. 9, pp. 27–33. (In Russian).

References

1. Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. Geotekhnicheskoe soprovozhdenie razvitiya gorodov [Geotechnical

24–27 января 2017 | Красноярск



ПРИГЛАШАЕМ ПРИНЯТЬ УЧАСТИЕ В
XXV СПЕЦИАЛИЗИРОВАННОЙ ВЫСТАВКЕ

СТРОИТЕЛЬСТВО АРХИТЕКТУРА

ВЕДУЩАЯ СТРОИТЕЛЬНАЯ И ИНТЕРЬЕРНАЯ ВЫСТАВКА
СИБИРИ И ДАЛЬНЕГО ВОСТОКА

Одновременно пройдет выставка строительной и складской техники
и оборудования «ТехСтройЭкспо. Дороги»

В ПРОГРАММЕ:

- VI Архитектурно-строительный форум Сибири
- Сибирский фестиваль архитектуры

Официальная поддержка:



Организатор – ИК «Красноярская ярмарка»



МВДЦ «Сибирь», ул. Авиаторов, 19
тел.: (391) 22-88-405, 22-88-611
build@krasfair.ru, www.krasfair.ru

0+

УДК 624.138.1

О.А. МАКОВЕЦКИЙ¹, канд. техн. наук; С.С. ЗУЕВ², зам. ген. директора (s.zuev@inbox.ru),
И.И. ХУСАИНОВ², канд. техн. наук

¹ Пермский национальный исследовательский политехнический университет (614019, Россия, Пермь, Комсомольский пр., 29)

² ОАО «Нью Граунд» (614081, Россия, Пермь, ул. Кронштадтская, 35)

Обоснование применения искусственного основания «структурный геомассив»

Приводится пример использования струйной цементации грунта для обеспечения стабилизации неравномерных осадок высотного здания на основании, сложенном слабыми грунтами. Проведена оценка инженерно-геологических условий площадки строительства и обоснована необходимость применения искусственно улучшенного основания «структурный геомассив». Описаны принципы моделирования, конструирования и выполнения на строительной площадке жестких грунтобетонных элементов. Анализ результатов геодезических наблюдений за развитием осадок показал обоснованность предлагаемого конструктивного решения.

Ключевые слова: струйная цементация, структурный геомассив, компьютерное моделирование, подземное строительство, осадка, грунты, грунтобетонные элементы.

O.A. MAKOVETSKY¹, Candidate of Sciences (Engineering); S.S. ZUEV², Deputy General Director (s.zuev@inbox.ru),
I.I. KHUSAINOV², Candidate of Sciences (Engineering)

¹ Perm National Research Polytechnic University (29, Komsomolsky Avenue, 614019, Perm, Russian Federation)

² OAO "New Ground" (35, Kronshtadskaya Street, 614081, Perm, Russian Federation)

Substantiation of the Use of an Artificial Base «Structural Block»

An example of the use of jet grouting for ensuring the stabilization of differential settlements of a high-rise buildings on the weak soils base is presented. The evaluation of engineering-geological conditions of the construction site is made; the need for using the artificially improved base "structural geo-massive" is substantiated. Principles of simulation, designing and execution of rigid soil-concrete elements at the construction site are described. The analysis of results of the geodetic monitoring of settlements development shows the substantiation of the structural solution proposed.

Keywords: jet grouting, structural massive, computer simulation, underground construction, settlement, soils, soil-concrete elements.

При строительстве высотных зданий основной задачей проектирования подземных частей является обеспечение развития в допустимых пределах осадок и кренов. В сложных инженерно-геологических условиях это бывает практически невозможно осуществить без проведения дополнительных мероприятий по устройству искусственно улучшенных оснований [1, 2].

В [3] приведены результаты проведенного геотехнического мониторинга 20-этажного жилого здания. Конструк-

тивная схема каркасная, сборно-монолитная, возводимая по системе «КУБ 2.5» (рис. 1). Фундамент – монолитная железобетонная плита толщиной 0,9 м, абсолютная отметка подошвы – 153,7 м.

В геоморфологическом отношении площадка расположена в пределах IV левобережной надпойменной террасы р. Камы, осложненной долиной р. Данилиха. Южная часть проектируемого сооружения располагается в пределах долины р. Данилиха, что подтверждается перепадом высот

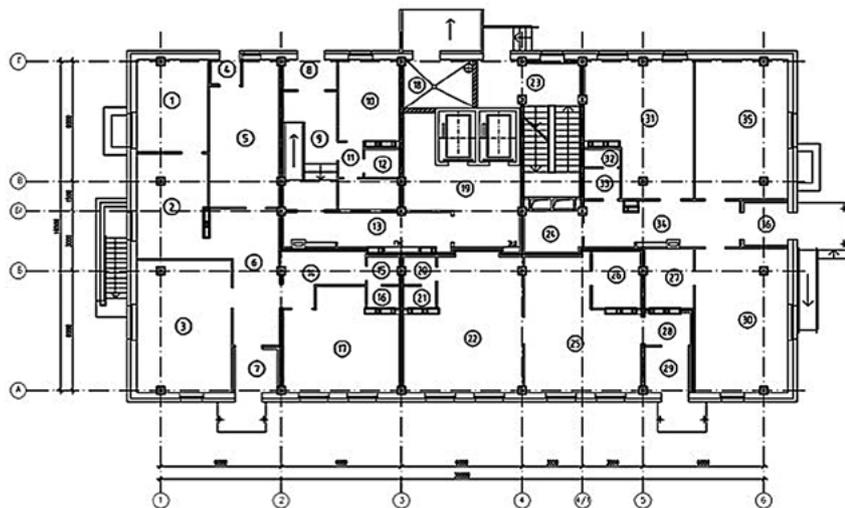


Рис. 1. План и общий вид строящегося здания

кровли коренных отложений. Центральная и северная части – к IV террасе р. Камы.

В геологическом строении площадки принимают участие аллювиально-делювиальные отложения четвертичной системы, перекрытые с поверхности насыпными грунтами. В подошве четвертичных отложений залегают коренные грунты пермской системы, которые имеют резкое падение кровли в юго-западном направлении (от оси здания 6 к оси 1) (рис. 2).

Аллювиально-делювиальные четвертичные отложения (adQIII) мощностью от 6,8 м (по оси 6) до 16,1 м (по оси 1). Суглинки в юго-западной части площадки (вдоль оси 1) классифицированы как тугопластичные, редко полутвердые, в интервале отметок: 154,08–149,91 м (непосредственно в основании фундамента) – текуче- и мягкопластичные мощностью 2,8 м; в интервале 146,88–144,98 м – мягкопластичные мощностью 1,9 м. Модуль общих деформаций находится в диапазоне 4–7 МПа.

Пермские отложения (P1sh) вскрытой мощностью до 4 м представлены аргиллитами сильновыветрелыми, сильнотрещиноватыми, местами выветрелыми до состояния щебня и суглинка полутвердого. Отметки кровли в северо-восточной части площадки (у оси 6) 146,35–148,05 м, на юго-западе (у оси 1) 138,51 м. Местами встречены прослои песчаника очень низкой прочности с прослоями аргиллита вскрытой мощностью 1,5 м. Модуль общих деформаций находится в диапазоне 10–20 МПа.

Подземные воды встречены в кровле пермских отложений. В периоды снеготаяния и затяжных дождей на границе насыпных и аллювиально-делювиальных грунтов возможно образование горизонта грунтовых вод типа «верховодка».

Здание испытало неравномерные деформации с общей тенденцией развития крена и увеличения осадок здания вдоль цифровых осей в сторону оси А и вдоль буквенных осей в сторону оси 1. Абсолютная осадка на период наблюдений составляла 80–250 мм при допустимой величине 100 мм, относительная разность осадок 0,0026–0,0044 при допустимой величине 0,002. В конструкциях здания появились силовые трещины.

По результатам численного моделирования установлено, что при нагружении фундамента без выполнения дополнительных мероприятий осадка здания может достигнуть величины 425 мм. Для дальнейшего безопасного строительства и эксплуатации здания было рекомендовано устройство под фундаментной плитой здания на всю мощность аллювиально-делювиальных отложений геомассива улучшенного основания с применением технологии струйной цементации грунтов. Модуль деформации геомассива должен быть не менее 30 МПа. При данном варианте усиления основания прогнозируемая дополнительная осадка здания составит 53 мм.

Проектирование и устройство основания «структурный геомассив»

Для обеспечения выполнения проектных параметров по осадкам и кренам фундаментов было предложено устройство в основании фундаментов разреженного горизонтального геотехнического барьера в виде «структурного геомассива» [4], слоя грунта, армированного жесткими грунтобетонными элементами, выполненными по технологии струйной цементации грунта. Для обеспечения эффективного модуля общих деформаций «структурного геомассива» 30 МПа было подобрано вертикальное армирование основания грунтобетонными элементами диаметром 600 мм. Диаметр элементов определен грунтовыми условиями площадки и технологическими параметрами процесса цементации грунта. Требуемый эффективный модуль деформации основания здания обеспечивается расстановкой армирующих элементов в плане по сетке с шагом 1,5×1,5 м (рис. 3).

Работы выполнялись в подвале существующего здания, через пробуренные в фундаментной плите технологические отверстия.

После выполнения «структурного геомассива» был выполнен полевой контроль качества выполненных армирующих элементов. Выполненные армирующие элементы имеют диаметр 0,6–0,65 м; прочность грунтобетона на сжатие $R_c=3\text{--}3,5$ МПа; модуль общих деформаций $E_{г0}=300\text{--}350$ МПа, что в целом согласуется с данными ряда авторов по использованию технологии jet-grouting в сходных геологических условиях [5–7].

Последовательность выполнения работ по устройству «структурного геомассива» была определена в ходе компьютерного моделирования поведения системы основание – здание с учетом образования зон ослабления и повышения жесткости относительно грунта естественного сложения. Работы выполнялись по всей ширине здания по отсекам в следующей последовательности осей: 2–3; 1–2; 5–6; 4–5; 3–4. Во время производства работ велся ежедневный геодезический мониторинг за вертикальными перемещени-

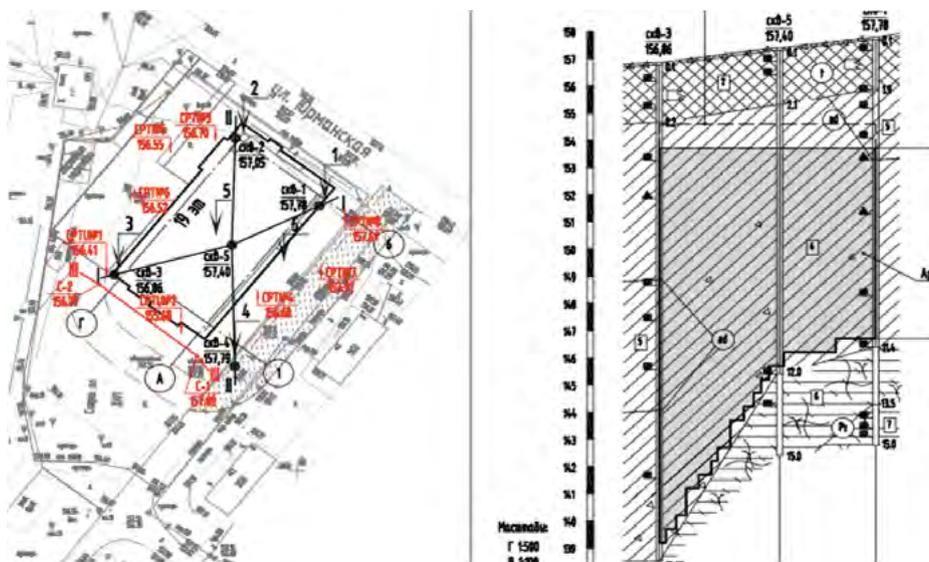


Рис. 2. Инженерно-геологические условия площадки

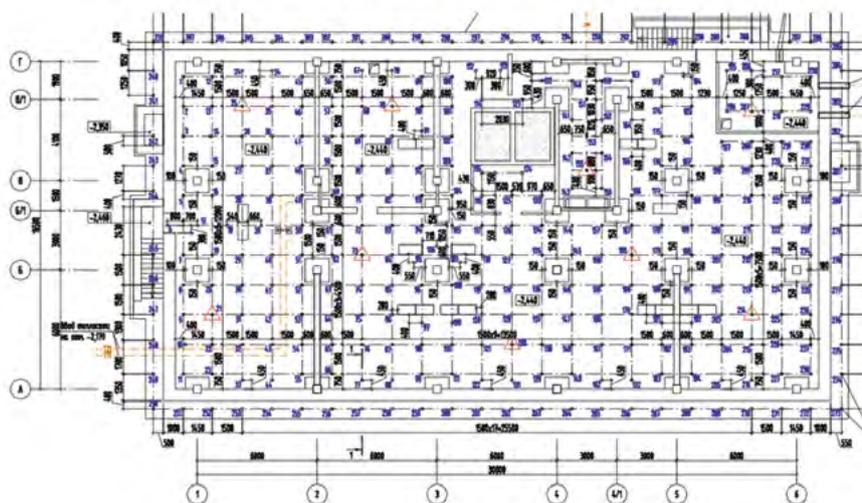


Рис. 3. Схема расстановки армирующих элементов

ями шести контрольных марок, закрепленных на внешней поверхности цокольной части здания.

Анализ эффективности применения основания «структурный геомассив»

Оценим развитие геотехнической ситуации на примере конкретно рассматриваемого здания, анализируя данные геодезического мониторинга осадок (рис. 4).

В период начального мониторинга поведения здания было установлено, что при достижении 80% от расчетного

давления под подошвой фундаментной плиты начали развиваться прогрессирующие осадки основания. Такой характер развития осадок может быть связан с развитием процесса ползучести в слое текучепластичных суглинков. Постоянная скорость развития осадок в этот период (18–20 мм/неделю) говорит об установившейся ползучести. При этом скорости нарастания осадок пропорциональны мощности слабых грунтов, максимальные скорости были достигнуты у оси 1. При развитии крена здания происходит перераспределение давления под фундаментной плитой с увеличением их в зоне максимальных осадок, и без внешних воздействий ползучесть может стать прогрессирующей.

Период работ по устройству «структурного геомассива» можно разделить на три характерных этапа (рис. 5). Выполнение грунтобетонных армирующих элементов в начальный момент времени резко снизило скорость нарастания осадок (4,5–5 мм/неделю) за счет «опрессовки» цементным раствором зоны контакта фундаментной плиты с грунтом. Затем по мере развития зон ослабления в основании при устройстве грунтобетонных элементов (нулевая прочность которых в течение 14 ч первичной кристаллизации приводит к развитию технологических осадок) скорость развития осадок снова возросла до 10–11 мм/неделю. По

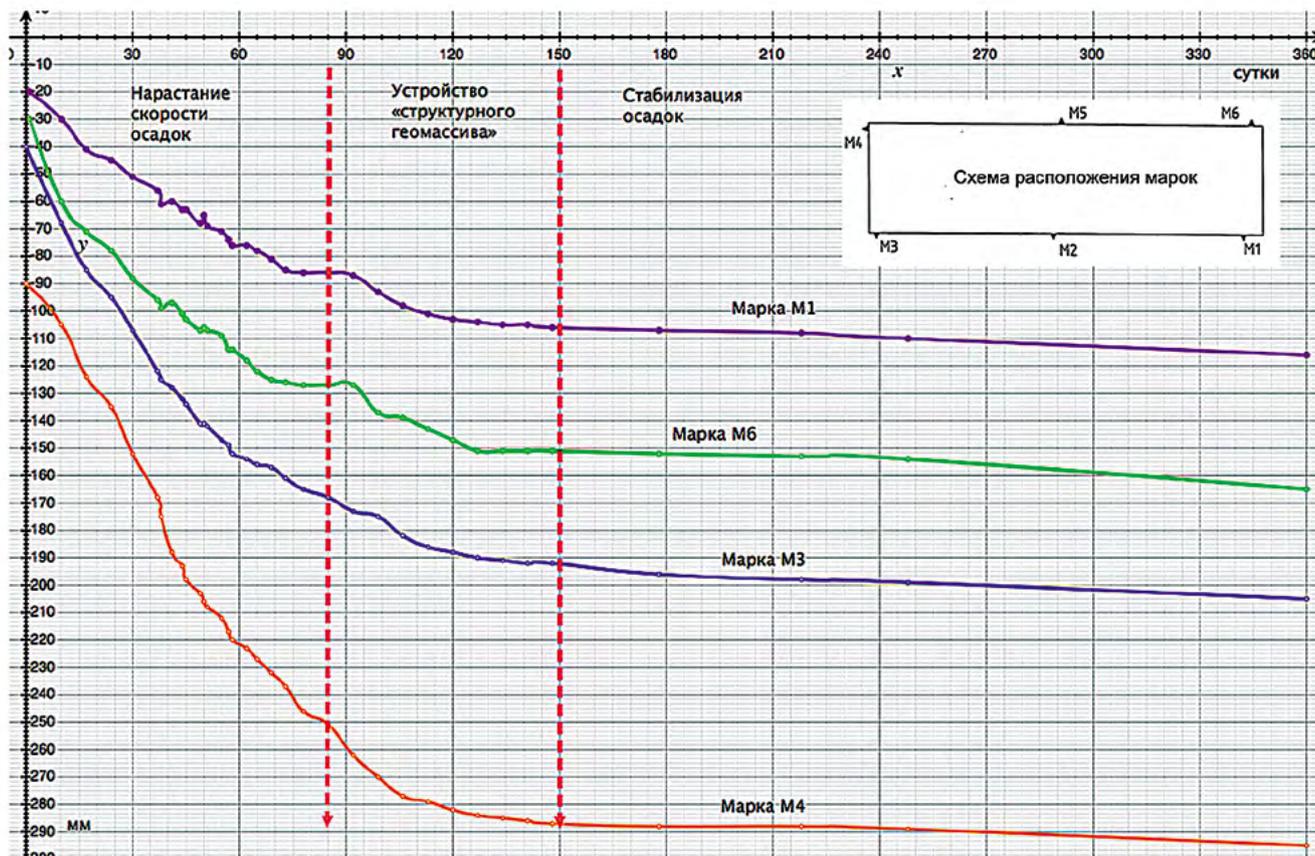


Рис. 4. Графики результатов наблюдений за развитием осадок здания

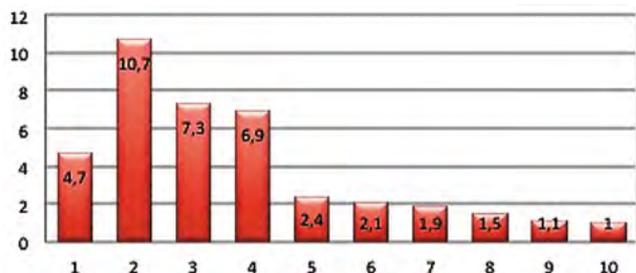


Рис. 5. Диаграмма изменения скорости развития осадок (мм/неделю) в процессе устройства основания «структурный геомассив»

мере набора прочности материалом армирующих элементов (14–28 сут) скорость развития осадок постепенно снижалась (7,3–6,9 мм/неделю). Затем при достижении грунтобетоном проектной прочности и формировании жесткой сетки внутреннего армирования основания она резко упала (2–2,4 мм/неделю), что говорит о прекращении развития процесса ползучести и стабилизации осадок. Геодезические наблюдения за развитием осадок после окончания работ по устройству «структурного геомассива» и в процессе дальнейшего строительства здания (200 дней) показали необратимость этого процесса; величина дополнительной осадки после стабилизации процесса ползучести слабого грунта составила 15–20 мм и находится в расчетных пределах.

Список литературы

- Ильичев В.А., Мангушев Р.А., Никифорова Н.С. Опыт освоения подземного пространства российских мегаполисов // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2012. № 2. С. 17–20.
- Джантемиров Х.А., Долов А.А. Опыт усиления основания сооружения с помощью струйной технологии // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2006. № 1. С. 16–19.
- Пономарев А.Б. Геотехнический мониторинг жилого дома // *Жилищное строительство*. 2015. № 9. С. 41–46.
- Маковецкий О.А., Зуев С.С. Обеспечение эксплуатационной надежности подземной части комплексов жилых зданий // *Жилищное строительство*. 2012. № 9. С. 38–41.
- Богов С.Г. Закрепление грунта по струйной технологии для реконструкции зданий // *Жилищное строительство*. 2014. № 9. С. 51–55.
- Мангушев Р.А., Гутковский В.Э., Конюшков В.В. Определение прочностных характеристик грунтоцементного массива, выполненного по технологии jet-grouting в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга // *Вестник гражданских инженеров*. 2010. № 2. С. 69–77.
- Черняков А.В. Оценка долговечности грунтобетона в струйной технологии // *Строительные материалы*. 2011. № 10. С. 37–39.
- Родионов В.Н., Сизов И.А., Цветков В.М. Основы геомеханики. М.: Недра, 1986. 301 с.
- Маковецкий О.А., Зуев С.С., Хусаинов И.И., Тимофеев М.А. Обеспечение геотехнической безопасности строящегося здания // *Жилищное строительство*. 2014. № 9. С. 34–38.

Модель поведения улучшенного основания при устройстве его в основании фундаментной плиты под нагрузкой можно описать следующим образом: «структурный геомассив» представим в виде идеальной сплошной среды, деформации которой линейны относительно внешних сил, если только внутренние напряжения не превышают предельных значений. Вместе с тем в сплошном теле равномерно распреяны по объему неоднородности (грунтобетонные армирующие элементы) и расстояние между ними много больше их собственного размера. Эти неоднородности ответственны за необратимые деформации: на них концентрируются напряжения и происходит их релаксация во времени. Предлагаемая механическая модель «структурного геомассива» позволяет рассматривать классические задачи по определению напряжений и деформаций, возникающих под воздействием внешних сил, но не ограничиваться отысканием равновесных параметров, поскольку после приложения нагрузки в массиве продолжают необратимые деформации и релаксация напряжений на неоднородностях [8].

Экспериментальным подтверждением предлагаемого теоретического подхода являются результаты геодезических наблюдений за осадками высотных зданий, построенных на основании «структурный геомассив» [9], хорошо согласующимися с результатами инженерных расчетов, выполненных с учетом эффективных деформационных характеристик основания.

References

- Ilyichev V.A., Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Experience of development of underground space of policies Russian mega. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 2012. No. 2, pp. 17–20. (In Russian).
- Dzhantemirov H.A., Dolev A.A. Experience of strengthening of the basis of a construction by means of jet technology. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 2006. No. 1, pp. 16–19. (In Russian).
- Ponomarev A.B. Geotechnical monitoring of the apartment house. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2015. No. 9, pp. 41–46. (In Russian).
- Makovetsky O.A., Zuev S.S. Ensuring operational reliability of underground part of complexes of residential buildings. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2012. No. 9, pp. 38–41. (In Russian).
- Bogov S.G. Fixing of soil on jet technology for reconstruction of buildings. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2014. No. 9, pp. 51–55. (In Russian).
- Mangushev R.A., Gutovsky V.E., Konyushkov V.V. Determination of strength characteristics of the groutcement mass executed on the jet-grouting technology in engineering-geological conditions of St. Petersburg. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2010. No. 2, pp. 69–77. (In Russian).
- Chernyakov A.V. An assessment of durability of a groutbeton in jet technology. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2011. No. 10, pp. 37–39. (In Russian).
- Rodionov V.N., Sizov I.A., Tsvetkov V.M. Fundamentals of geomechanics. Moscow: Nedra, 1986. 301 p. (In Russian).
- Makovetsky O.A., Zuev S.S., Khusainov I.I., Timofeev M.A. Ensuring geotechnical safety of the building under construction. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2014. No. 9, pp. 34–38. (In Russian).

УДК 624.131

Р.А. МАНГУШЕВ, д-р техн. наук (npk-cgt@yandex.ru), Д.А. САПИН, инженер (Dmitry-spbgasu@yandex.ru)
Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет
(190005, г. Санкт-Петербург, ул. 2-я Красноармейская, 4)

Определение и обоснование параметров безопасного устройства траншейной стены в грунте в плотной застройке

Приводятся результаты работы по определению и обоснованию параметров стены в грунте, служащей ограждением котлована под трехэтажный подземный паркинг, позволяющие сохранить дополнительные осадки зданий соседней застройки в пределах, допустимых действующими нормами. При этом оценивались как осадки, вызванные разработкой котлована, так и технологические осадки, вызванные процессом устройства траншейной стены в грунте. На основе вариантных расчетов разработаны практические рекомендации по проектированию и расчету ограждений глубоких котлованов, разрабатываемых с использованием метода «top-down» в условиях плотной существующей застройки и инженерно-геологических условий центральной части Санкт-Петербурга, характеризующихся мощной толщей сильно деформируемых озерно-ледниковых грунтов.

Ключевые слова: численное моделирование, «стена в грунте», дополнительная осадка соседней застройки, технологическая осадка, глубокий котлован, «top-down», расчет ограждения котлована.

R.A. MANGUSHEV, Doctor of Sciences (Engineering) (npk-cgt@yandex.ru), D.A. SAPIN, Engineer (Dmitry-spbgasu@yandex.ru)
Saint-Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (4, 2-nd Krasnoarmeiskaya Street, 190005 St. Petersburg, Russian Federation)

Determination and Substantiation of Parameters of Safe Arrangement of a Trench Slurry Wall in Dense Building Development

Results of the work for determining and substantiating parameters of a slurry wall operating as an excavation wall under the three-storey underground parking, which make it possible to maintain additional precipitations of buildings of the neighboring development to the extent permitted under applicable regulations, are presented. In this case, both precipitations caused by excavation of pit and technological precipitations caused by the process of construction of the trench slurry wall are evaluated. On the basis of variants calculations, practical recommendations for the design and calculation of deep excavation walls excavated with the use of the "top-down" method under conditions of the existing dense development and under engineering-geological conditions of the central part of St. Petersburg, which is characterized by the thick mass of highly deformable lake-glacial soils, have been developed.

Keywords: numerical simulation, slurry wall, additional precipitation of neighboring development, technological precipitation, deep excavation, "top-down", calculation of excavation wall.

Современные требования технических норм по обеспечению необходимого количества парковочных мест в жилых и административных зданиях, а также высотные регламенты, действующие в ряде мегаполисов, стимулируют устройство развитого подземного пространства под новыми или реконструируемыми сооружениями, расположенными в стесненных условиях центральной части городов [1].

Известно, что дополнительные вертикальные перемещения фундаментов существующих зданий при устройстве вблизи них новых подземных объемов зависят от горизонтальных деформаций ограждений котлованов [2, 3], которые в свою очередь пропорциональны изгибной жесткости ограждения. Ограждение котлованов, выполняемое по технологии траншейной «стены в грунте», обладает гораздо большей жесткостью по сравнению с другими типами ограждений, что позволяет выполнять глубокие котлованы в сложных инженерно-геологических условиях, характерных для центральной части Санкт-Петербурга, в непосредственной близости от зданий существующей застройки.

Технология траншейной «стены в грунте» заключается в том, что ограждения котлована возводятся в узких (0,4–1,2 м) и глубоких (иногда более 50 м) траншеях, вертикальные стенки которых удерживаются от обрушения давле-



Рис. 1. Инженерно-геологическое районирование Санкт-Петербурга по Л.Г. Заварзину. Разрезы по районам представлены на рис. 2

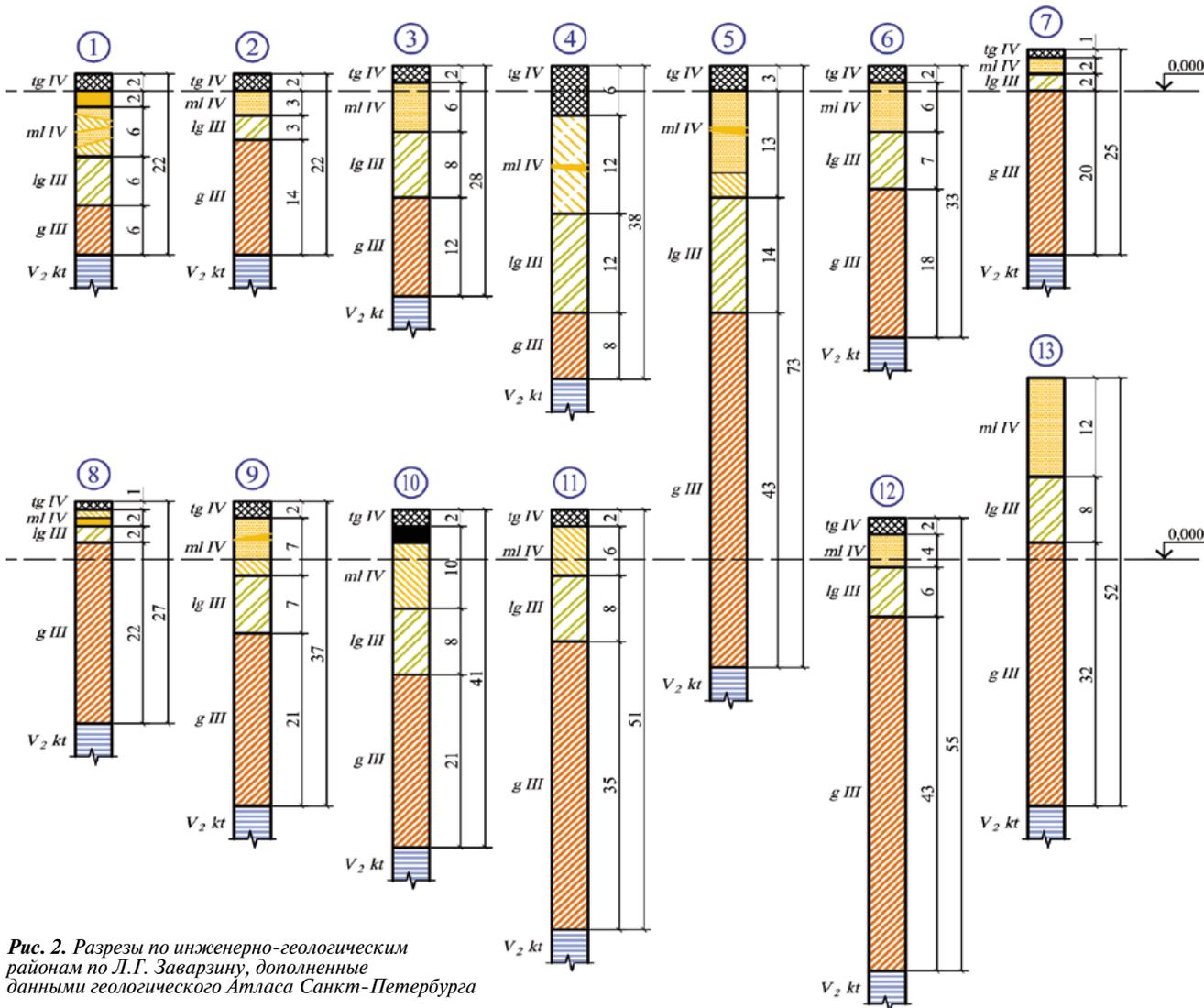


Рис. 2. Разрезы по инженерно-геологическим районам по Л.Г. Заварзину, дополненные данными геологического Атласа Санкт-Петербурга

нием глинистого раствора. При бетонировании глинистый раствор вытесняется за счет меньшей, чем у бетона, плотности. Устройство стены в грунте происходит отдельными захватками по 2–6 п. м траншеи [4, 5].

Разработка расчетной модели.

Численный анализ выполнен на основании вариантных расчетов в пространственной постановке в программном

комплексе PLAXIS 3D для решения трехмерных геотехнических задач.

Для создания конечно-элементной модели были использованы следующие исходные данные: инженерно-геологическое строение площадки; параметры соседней застройки; параметры нового здания.

Геологическое строение площадки для решения поставленной задачи было принято по данным исследований

Таблица 1

Осредненные характеристики грунтов Санкт-Петербурга

Индекс	<i>V₂ kt</i>	<i>g III</i>	<i>lg III</i>	<i>ml IV</i>
Характерный тип грунта	Твердые глины	Валунные суглинки тугопластичные	Ленточные мягкопластичные суглинки	От песков до суглинков, иногда с включениями органики
Естественная влажность, %	14	20	35	40
Объемная масса, кН/м ³	22	21	19	18
Коэффициент пористости	0.5	0.53	0.85	1.08
Число пластичности	15	9	11	9
Показатель консистенции	-0.2	0.1	0.3	0.4
Модуль деформации, МПа	30	20	7.5	10
Угол внутреннего трения, град.	25	23	20	18
Удельное сцепление, кПа	45	40	15	20

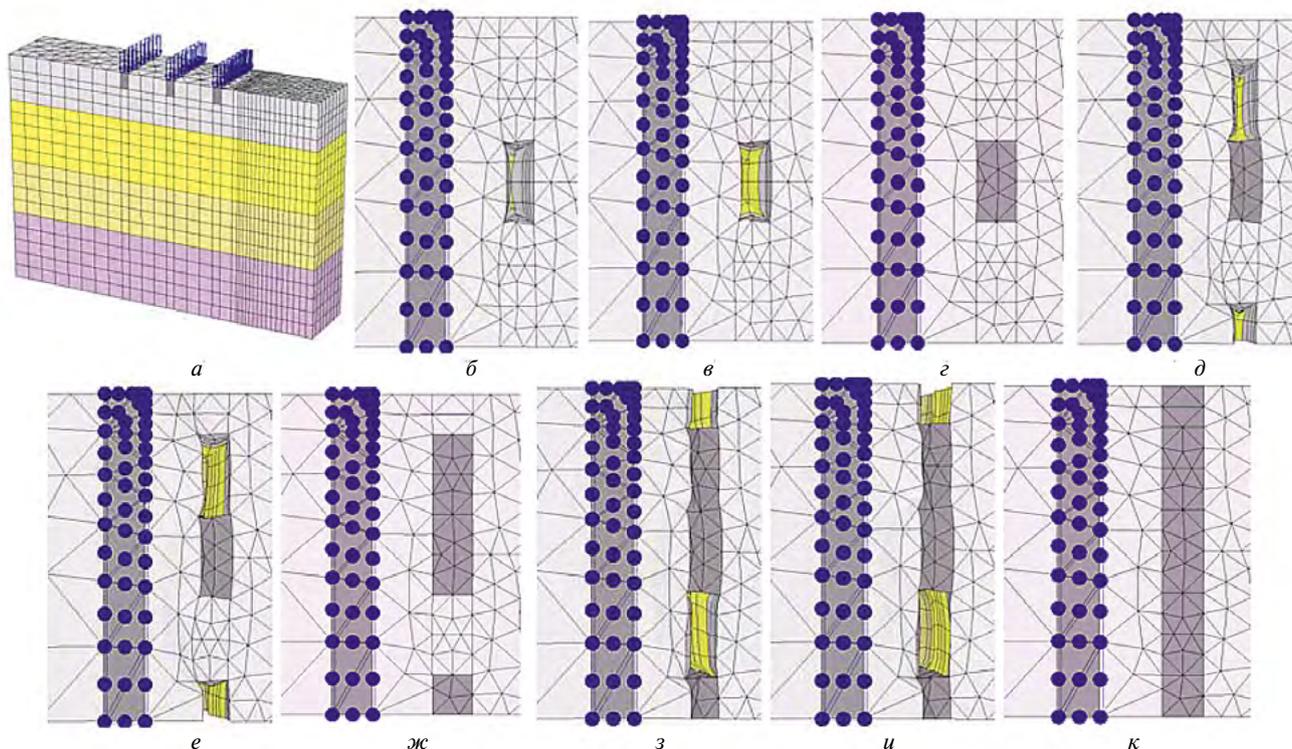


Рис. 3. Стадии расчета в PLAXIS 3D: а – моделирование существующего здания; б – к – устройство стены в грунте отдельными захватками

Л.Г. Заварзина (рис. 1, [6, 7]), инженерно-геологическое строение районов было дополнено данными геологического атласа Санкт-Петербурга (рис. 2 [8]). Осредненные характеристики грунтов приняты по данным В.М. Фурсы (табл. 1) [9].

Параметры зданий соседней застройки приняты на основании многочисленных натуральных обследований, выполненных сотрудниками кафедры геотехники СПбГАСУ (ЛИСИ) в различные годы. Большинство исторических зданий построены бескаркасными с тремя несущими продольными стенами; глубина заложения фундаментов обычно составляет около 2–3 м; ширина фундаментов 1–2 м; пролеты здания 5–6 м; нагрузка на обрез фундаментов составляет в среднем 200–250 кПа [10].

Параметры нового здания.

Для решения поставленной задачи были заданы параметры нового здания. Практически все новые здания, строящиеся в настоящее время в центральной части города, устраиваются на свайных фундаментах. При этом опорным слоем для свай служат коренные породы, а с учетом того, что вес здания примерно равен весу вынутаго из котлована грунта, можно принять, что осадка нового здания будет близка к нулю, что подтверждается опытом строительства в центральной части города и данными мониторинга.

Для устройства подземного трехуровневого пространства необходимо было устройство котлована, глубина которого составляет 10,5 м, метод устройства «сверху – вниз» с устройством трех уровней распорных железобетонных перекрытий на отметках: ноль; 3,6 м; –6,9 м и фундаментной плиты на отметке –10,5 м.

Глубина стены в грунте при моделировании принималась таким образом, чтобы выполнялось требование норм о заделке в водоупорный слой с целью производства экскавации грунта без применения мероприятий по водопониже-

нию. Надежным водоупором в Санкт-Петербурге являются только коренные протерозойские отложения, представленные вендскими и кембрийскими глинами твердой консистенции. Таким образом, средние глубины «стены в грунте» в центральной части города составляют порядка 30 м.

Оценка технологической осадки зданий соседней застройки.

Под термином «технологическая осадка» будем понимать дополнительную осадку существующих зданий, расположенных вблизи строящегося, и полученную в период устройства ограждения котлована методом траншейной стены в грунте.

Осадка зданий соседней застройки во время устройства «стены в грунте» может быть вызвана сторонними факто-

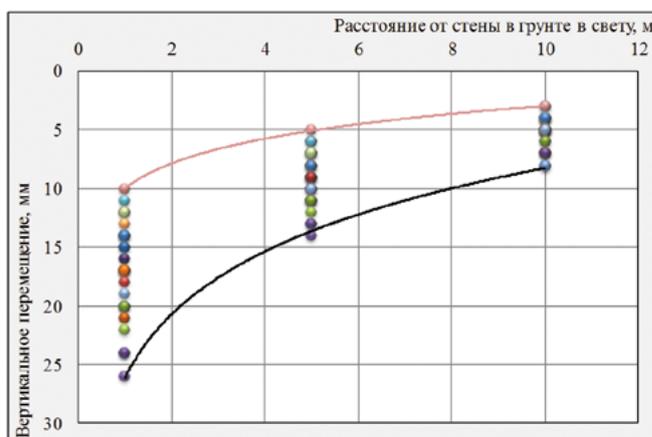


Рис. 4. Рассчитанные осадки крайних фундаментов зданий при устройстве вблизи них траншейной «стены в грунте» центральных районов Санкт-Петербурга

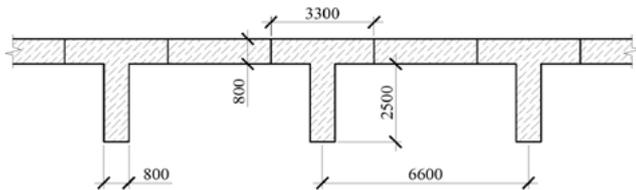


Рис. 5. Стена в грунте с контрфорсами

рами, связанными с ошибками при строительстве или с грубыми нарушениями технологии устройства траншейной стены в грунте (снижение плотности глинистого раствора, перебор грунта, проходка валунов, чрезмерное динамическое воздействие на тиксотропные грунты), – такие ситуации для данной задачи не рассматривались.

Методика численного моделирования осадки зданий, вызванной устройством траншейной стены в грунте, заключается в постадийном моделировании в пространственной постановке технологических операций по ее устройству – откопки траншеи под защитой бентонитового раствора с последующим заполнением траншеи литой бетонной смесью и ее дальнейшим затвердеванием. При этом было предложено производить моделирование ограждения,

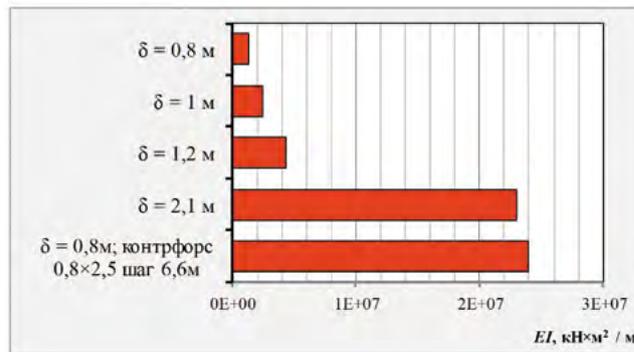


Рис. 6. Приведенные изгибные жесткости на 1 м ограждения

выполняемого по технологии «стена в грунте», не традиционными – пластинчатыми, а с помощью объемных элементов [11]. Для моделирования грунтового массива использовалась модель упрочняющегося грунта (Hardening Soil Model [12]).

Моделирование глинистого раствора и литого бетона выполнено путем назначения соответствующего давления на стенки захватки траншеи, возрастающего с глубиной по гидростатическому закону. В данной задаче принята плотность для глинистого раствора 11 кН/м³, а для литого бетона – 22 кН/м³. Затвердевший бетон моделировался линейно-упругим материалом.

Этапы устройства ограждения и разработки котлована приведены на рис. 3. При этом для оценки технологической осадки рассматривались промежуточные результаты, полученные на стадии (к) рис. 3.

В рассмотренной задаче было изучено влияние следующих факторов: длина захватки траншейной «стены в грунте»; ширина захватки; плотность глинистого раствора; расстояние от фундамента здания до «стены в грунте» в свету.

Численное моделирование производилось для двух различных геологических районов центра Санкт-Петербурга, выделенных по методике Л.Г. Заварзина (3 и 6).

В каждом расчетном случае изменялся один параметр при постоянстве остальных; таким образом, для каждого из двух геологических районов было выполнено по $3^4 = 81$ расчету.

Как следует из результатов вариантных численных расчетов (табл. 2, рис. 4), различия, вызванные разницей геологических условий в пределах центральной части города, незначительны. Можно предположить, что это вызвано примерно одинаковым уровнем кровли коренных пород, и распространить полученные результаты на районы, где эта отметка примерно та же.

Таким образом, в зависимости от расстояния до ограждения, плотности глинистого раствора, длины и ширины захваток траншеи осадки, вызванные устройством траншейной стены в грунте, составляют от 3 до 26 мм.

Оценка осадки соседних зданий, вызванной откопкой котлована.

В рамках данной задачи рассматривались четыре типа ограждения котлована: стена в грунте толщиной 0,8 м; стена в грунте толщиной 1 м; стена в грунте

Таблица 2
Рассчитанные осадки зданий при устройстве вблизи них траншейной «стены в грунте» для двух районов по Л.Г. Заварзину, расположенных в центральной части Санкт-Петербурга

№	Параметры захватки		$\gamma_{гн. р-ра}$, кН/м³	Расстояние до здания в свету, м			Расстояние до здания в свету, м		
	$b_{захв}$, м	$l_{захв}$, м		3-й район			6-й район		
				1	5	10	1	5	10
1	1,2	3,3	12,5	18	10	5	18	9	6
2			11,7	22	12	7	22	12	7
3			11	26	14	8	25	14	8
4		2,6	12,5	15	8	4	15	8	4
5			11,7	17	9	5	17	9	5
6			11	20	11	7	20	10	6
7		2	12,5	12	6	4	12	6	4
8			11,7	14	8	5	14	8	5
9			11	16	10	5	16	9	5
10	1	3,3	12,5	17	9	5	18	9	5
11			11,7	21	11	7	21	11	7
12			11	24	14	8	25	13	8
13		2,6	12,5	14	7	4	14	7	4
14			11,7	17	9	5	17	9	5
15			11	20	11	6	20	10	6
16		2	12,5	11	6	3	11	6	3
17			11,7	13	7	4	13	7	4
18			11	15	9	5	15	8	5
19	0,8	3,3	12,5	17	9	5	17	8	5
20			11,7	20	11	6	20	10	7
21			11	24	13	7	24	12	8
22		2,6	12,5	14	7	4	14	7	4
23			11,7	17	8	5	17	8	4
24			11	19	10	5	19	10	6
25		2	12,5	10	5	3	10	5	3
26			11,7	12	7	4	12	7	4
27			11	14	8	4	14	8	4

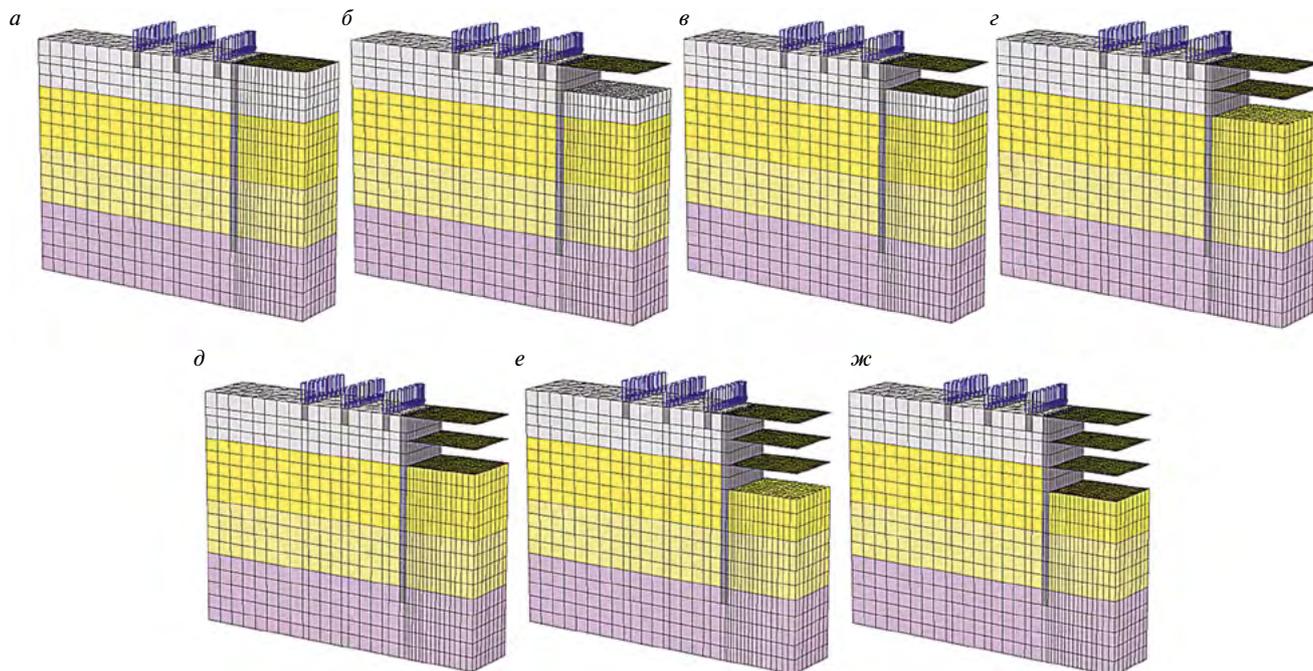


Рис. 7. Стадии расчета в PLAXIS 3D: а, в, д – устройство плит перекрытия соответственно 1-го, 2-го и 3-го подземных этажей; б, г, е – откопка соответственно 1-го, 2-го, 3-го уровней; ж – устройство фундаментной плиты

толщиной 1,2 м; стена в грунте толщиной 0,8 м с контрфорсами 0,8×2,5, расположенными с шагом 6,6 м (рис. 3).

Основным параметром ограждения котлована, определяющим его горизонтальные деформации и, как следствие, вертикальные перемещения соседней застройки, является его изгибная жесткость (EI). На графике (рис. 6) представлено сравнение приведенных жесткостей рассматриваемых типов ограждения на метр длины в плане. Для сравнения рассчитана жесткость стены в грунте толщиной 2,1 м.

Определение осадок здания, вызванных откопкой котлована, произведено по классической методике моделирования ограждений котлованов. Задача решалась в программном комплексе PLAXIS 3D, для моделирования грунтового массива использовалась модель упрочняющегося грунта (Hardening Soil Model). Расчет производился в 8 стадий, приведенных на рис. 7. Моделировались загруженные ленточные фундаменты существующей застройки, поочередно устраиваемые перекрытия и разработка грунта до отметки следующего перекрытия и т. д.

Результаты расчета дополнительной осадки существующей застройки, вызванной откопкой котлована, представлены в табл. 3 и сведены в график зависимости дополнительной осадки соседней застройки от изгибной жесткости ограждения (рис. 8).

Результаты расчета дополнительной осадки существующей застройки показывают, что в зависимости от жесткости ограждения осадка ближайшего здания будет составлять 13–28 мм.

Зависимость дополнительной осадки от изгибной жесткости ограждения котлована удовлетворительно описывается формулами степенной или логарифмической зависимости, представленными на рис. 8.

Основные выводы.

По результатам численного моделирования устройства стены в грунте при различных расчетных схемах можно сделать следующие выводы.

Ограждения котлованов, выполняемые по технологии траншейной стены в грунте, имеют большую жесткость, значительно превышающую шпунтовые ограждения. Именно поэтому стена в грунте в условиях слабых грунтов центральной части Санкт-Петербурга является практически безальтернативным вариантом при котлованах глубже 10 м [13].

Величина расчетной технологической осадки зданий при устройстве вблизи них траншейной стены в грунте в зависимости от расстояния до ограждения, плотности глинистого раствора, длины и ширины захваток траншеи может достигать до 26 мм в центральной части Санкт-Петербурга.

Таблица 3

Влияние жесткости ограждения на дополнительную осадку соседней застройки

Раскрепление	Жесткость	EI , кН/м ² /м	Доп. осадка, мм
Плиты перекрытий $\delta=0,3$ м в 4 уровнях	Стена: $\delta=0,8$ м; зуб 0,8×2,5 Шаг 6,6 м	2,4E+07	13
	Стена: $\delta=1,2$ м	4,3E+06	19
	Стена: $\delta=1$ м	2,5E+06	22
	Стена: $\delta=0,8$ м	1,3E+06	28

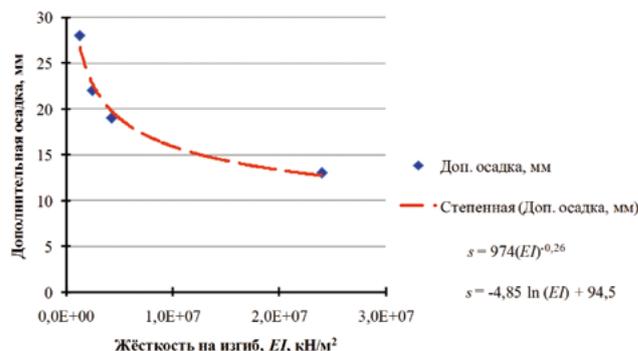


Рис. 8. Влияние жесткости ограждения на дополнительную осадку соседней застройки при фиксированной длине ограждения

Величина дополнительной осадки здания, вызванная откопкой котлована с ограждением, выполняемых по технологии траншейной стены в грунте, в зависимости от жесткости ограждения может достигать 28 мм.

В Санкт-Петербурге действующими территориальными нормами дополнительная осадка существующих исторических зданий ограничивается величинами 20–30 мм. Таким образом, для соблюдения этого условия уже на стадии проекта необходимо учитывать значительную долю технологических осадок и при необходимости корректировать либо технологические параметры (длина захваток и плотность глинистого раствора), либо менять конфигурацию подземного пространства, увеличивая расстояние между выполняемой конструкцией стены в грунте и фундаментами существующих зданий и сооружений.

Список литературы

- Осокин А.И., Денисова О.О., Шахтарина Т.Н. Технологическое обеспечение подземного строительства в условиях городской застройки // *Жилищное строительство*. 2014. № 3. С. 16–24.
- Moormann Ch., Moormann H.R. A study of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on worldwide experiences // Proc. the 3rd Int. Symp. (IS-Toulouse 2002) «Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground», 4th Session Deep Excavation: Design and Analysis. Toulouse, France, 23–25 October, 2002, pp. 477–482.
- Peck R.B. Deep excavation and tunnelling in soft ground. State of the art report // Proc 7th Int Conf SMFE. Mexico City, 1969, pp. 147–150.
- Мангушев Р.А., Никифорова Н.С., Конюшков В.В., Осокин А.И. Проектирование и устройство подземных сооружений в открытых котлованах. М.: АСВ, 2013. 256 с.
- Справочник геотехника: Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник / Под общей редакцией В.А. Ильичева, Р.А. Мангушева. М.: АСВ, 2014. 756 с.
- Заварзин Л.Г. Разработка методики инженерно-геологического картирования применительно к Ленинграду: Отчет по научн.-исслед. госбюджетной теме (Н-13)/18 / ЛИСИ. Л., 1975.
- Морарескул Н.Н., Заварзин Л.Г. Опыт типизации оснований и фундаментов в районах массовой застройки: Научное издание. Л.: ЛДНТП, 1984. 32 с.
- Геологический атлас Санкт-Петербурга, СПб.: Комильфо, 2009. 57 с.
- Отчет по составлению обобщенной карты инженерно-геологического районирования территории Ленинграда и Лесопарковой зоны (для подземного строительства): Шифр 378–78(33). Л.: Трест ГРИИ, 1978.
- Мангушев Р.А., Осокин А.И. Геотехника Санкт-Петербурга: Монография. М.: АСВ, 2010. 264 с.
- Мангушев Р.А., Веселов А.А., Конюшков В.В., Сапин Д.А. Численное моделирование технологической осадки соседних зданий при устройстве траншейной «стены в грунте» // *Вестник гражданских инженеров*. 2012. № 5 (34). С. 87–98.
- Фадеев А.Б. Параметры модели упрочняющегося грунта программы «Plaxis» // Численные методы расчетов в практической геотехнике: Сборник статей международной научно-технической конференции СПбГАСУ. 2012. С. 13–20.
- Шашкин А.Г., Богов С.Г. Аprobация технологии «стена в грунте» в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга // *Промышленное и гражданское строительство*. 2012. № 11. С. 20–22.

References

- Osokin A.I., Denisova O.O., Shakhtarina T.N. Technology support of underground construction under conditions of urban development. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2014. No. 3, pp. 16–24. (In Russian).
- Moormann Ch., Moormann H.R. A study of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on worldwide experiences. Proc. the 3rd Int. Symp. (IS-Toulouse 2002) «Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground», 4th Session Deep Excavation: Design and Analysis. Toulouse, France, 23–25 October, 2002, pp. 477–482.
- Peck R.B. Deep excavation and tunnelling in soft ground. State of the art report. Proc 7th Int Conf SMFE. Mexico City, 1969, pp. 147–150.
- Mangushev R.A., Nikiforova N.S., Konyushkov V.V., Osokin A.I. Proektirovanie i ustroystvo podzemnykh sooruzhenii v otkrytykh kotlovanakh [Designing and the device of underground constructions in open ditches]. Moscow: ASV, 2013. 256 p.
- Spravochnik geotekhnika. Osnovaniya, fundamenty i podzemnye sooruzheniya. [Reference book geotechnics. Bases, bases and underground constructions]. Pod redacsiey Ilyichev V.A., Mangushev R. A. Moscow: ASV, 2014. 756 p.
- Zavarzin L.G. Razrabotka metodiki inzhenerno-geologicheskogo kartirovaniya primenitel'no k Leningradu [Development of a technique of engineering-geological mapping in relation to Leningrad]. Report on a scientific to the state budget subject (H-13)/18 / LISI. Leningrad, 1975.
- Morareskul N.N., Zavarzin L.G. Opyt tipizatsii osnovanii i fundamentov v raionakh massovoi zastroiки [Experience of typification of the bases and bases in areas of mass building]. Leningrad: LDNTP, 1984. 32 p.
- Geologicheskii atlas Sankt-Peterburga [Geological atlas of St. Petersburg]. St. Petersburg: Commeilfo, 2009. 57 p.
- Otchet po sostavleniyu obobshchennoy karty inzhenerno-geologicheskogo raionirovaniya territorii Leningrada i Lesoparkovoi zony (dlya podzemnogo stroitel'stva) [The report on creation of the generalized card of engineering-geological division into districts of the territory of Leningrad and the Green space (for underground construction): Code 378–78(33)]. Leningrad: GRII trust, 1978.
- Mangushev R.A., Osokin A.I. Geotekhnika Sankt-Peterburga [Geotechnology of St. Petersburg]. Moscow: ASV, 2010. 264 p.
- Mangushev R.A., Veselov A.A., Konyushkov V.V., Sapin D.A. Numerical simulation of adjoining developments technology settlement in process of trench slurry wall construction. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2012. No. 5 (34), pp. 87–98. (In Russian).
- Fadeyev A.B. Parameters of model of the strengthened soil of the Plaxis program. Numerical methods of calculations in practical geotechnics: collection of articles of the international scientific and technical conference. 2012, pp.13–20.
- Shashkin A.G., Bogov S.G. Approbation of diaphragm wall technology under geological engineering conditions of St. Petersburg. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2012. No. 11, pp. 20–22. (In Russian).

УДК 624.131:624.19

В.А. АЛЕКСЕЕВ¹, инженер (634586@mail.ru), С.И. БАЖЕНОВА¹, канд. техн. наук,
И.Я. ХАРЧЕНКО¹, д-р техн. наук; А.И. ХАРЧЕНКО², канд. техн. наук; С.А. КРИВЧУН¹, инженер

¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет
(129337, г. Москва, Ярославское ш., 26)

² ЗАО «Ингеострой» (109147, Москва, ул. Малая Калитниковская, д. 7)

Совершенствование качества набрызгбетона для строительства тоннельных и притоннельных сооружений

Применение набрызгбетона в подземном строительстве позволяет интенсифицировать процесс работ, исключает применение опалубки с арматурой и работы по их монтажу. Одним из способов повышения качественных показателей набрызгбетона является использование в качестве вяжущего модифицированной композиции с оптимально подобранным гранулометрическим и минералогическим составом и введение фибры в бетонную смесь.

Ключевые слова: подземное строительство, набрызгбетон, композиционное вяжущее, микронаполнитель, наночастицы, фибра.

V.A. ALEKSEEV¹, Engineer (634586@mail.ru), S.I. BAZHENOVA¹, Candidate of Sciences (Engineering),
I.Ya. KHARCHENKO¹, Doctor of Sciences (Engineering); A.I. KHARCHENKO², Candidate of Sciences (Engineering); S.A. KRIVCHUN¹, Engineer
¹ National Research Moscow State University of Civil Engineering (26, Yaroslavl'skoye Hwy, 129337, Moscow, Russian Federation)
² ZAO "Ingeostroy" (7, Malaya Kalitnikovskaya Street, 109147, Moscow, Russian Federation)

Improvement of Shotcrete Quality for Construction of Tunnel and Tunnel-Related Facilities

The use of shotcrete in the course of underground construction makes it possible to intensify the process of works, excludes the use of formwork with reinforcement and their assembling. One of the methods of improving qualitative characteristics of shotcrete is the use of a modified composition with optimally selected granulometric and mineralogical content as a binder and introduction of fiber in the concrete mix.

Keywords: underground construction, shotcrete, composite binder, micro-filler, nano-particles, fiber.

Расширение современных мегаполисов происходит за счет освоения новых территорий, высотного и подземного строительства. Крупнейшие города, столкнувшись с проблемой доступного присоединения новых территорий, растут за счет активного строительства подземных сооружений. Увеличивающаяся транспортная нагрузка на существующую инфраструктуру также вынуждает сооружать новые транспортные артерии под землей.

Необходимость возведения подземных конструкций (тоннелей, шахт, наклонных ходов, межтоннельных и притоннельных сооружений) в короткие сроки вызывает необходимость использования эффективных технологий и материалов, оптимизации технологических и конструктивных решений. Строительство в подземном пространстве является трудоемким и затратным процессом ввиду ограниченности рабочего пространства, сложной логистики и необходимости повышенных мер безопасности [1].

Одним из эффективных методов при строительстве подземных сооружений является сооружение конструкций из набрызгбетона, позволяющее исключить арматурные и опалубочные работы и реализовать принцип восприятия нагрузок конструкции совместно с грунтовым массивом.

Используемые в настоящее время методы проектирования составов бетонов в технологии набрызга не позволяют в полном объеме решать задачи по созданию эффективных конструкций с максимальной степенью использования

свойств материала. Также стоит проблема повышения качества набрызгбетона в каждом конкретном случае с учетом технологичности процесса и логистики в подземном строительстве. Получение набрызгбетона с заданными свойствами невозможно без использования широкого спектра химических и органоминеральных добавок, подобранной рецептуры бетонной смеси, оптимизации технологии набрызгбетонирования [2, 3].

Важнейшим фактором, влияющим на свойства набрызгбетона, являются характеристики используемого вяжущего вещества. В большинстве случаев это портландцемент, широко представленный на рынке строительных материалов. Однако достижение требуемых свойств для высококачественного набрызгбетона требует повышенных расходов цемента, пластификаторов, стабилизаторов и других добавок.

Авторами на базе кафедры «Технология вяжущих веществ и бетонов» Национального исследовательского Московского государственного строительного университета в целях повышения качественных показателей набрызгбетона было разработано композиционное вяжущее (КВ) для использования в технологии набрызга. Составы набрызгбетона на основе КВ комплексно исследовались с целью адаптации технологии и возможности применения разработанной модификации. Использование на строительных объектах набрызгбетона с композиционным вяжущим пока-

зало высокую технологичность и повышенные количественно-качественные показатели материала.

Разработанное композиционное вяжущее имеет оптимизированный гранулометрический и минералогический состав и по сравнению с портландцементом имеет сниженный объем межзерновых пустот. Обычный цемент имеет случайный зерновой состав, в котором часть мелких зерен расположена в межзерновом пространстве более крупных, а объемные зоны между мелкими зернами соответственно ничем не заполнены. В композиционном вяжущем (КВ) имеется более широкий спектр мелких зерен, которые заполняют те зоны, которые в обычном цементе являются воздушной порой.

За счет введения в состав стандартного портландцемента М500 диспергированных микронаполнителей не только существенно повышается плотность упаковки частиц вяжущего и улучшаются его свойства, обеспечивается плотная и качественная контактная зона между растворной частью и подложкой. Особенностью предлагаемого микронаполнителя является воспроизводимый плавный гранулометрический состав, постоянство физико-химических свойств и способность к самостоятельному гидратационному твердению. Иные типы микронаполнителей являются отходами различных производств или добываются из природных материалов, характеризуются нестабильной гранулометрией, непостоянными физико-химическими свойствами, не обладают сколь-либо значимой самостоятельной способностью к гидратационному твердению. Используемый наполнитель двух модификаций «Экстра» и «Ультра» в составе КВ представляет собой гидравлически активный тонкозернистый порошок, изготавливаемый методом воздушного сепарирования предварительно размолотых до высокой удельной поверхности подобранных минеральных компонентов ($d_{95}=5,5$ и $8,5$ мкм и содержание частиц менее $0,1$ мк до 10 и 5% соответственно) [4].

В качестве базового вяжущего применялся портландцемент М500Д0 $S_{уд} = 3025$ см²/г. Активный микронаполнитель имел удельную поверхность $S_{уд} = 16500$ и 22500 см²/г. В качестве мелкого заполнителя использовались кварцевые пески ($M_{кр} = 2,4; 1,8; 0,9$). Для повышения удобоукладываемости смеси, при заданных водовязущих отношениях, использовалась пластифицирующая добавка на основе поликарбоксилатных эфиров. Испытания образцов производились в соответствии с ГОСТ 10180–2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам».

Использование микронаполнителя с заданными гранулометрическими параметрами зерен позволяет заполнять межзерновое пространство гранул стандартной фракции портландцемента частицами с размерами, сравнимыми с объемом образованной поры. При подборе состава композиционного вяжущего также должно учитываться максимальное заполнение межзернового пространства микронаполнителем в заданном объеме без его превышения с исключением эффекта расклинивания крупных частиц. Содержащиеся в наполнителе наночастицы в свою очередь заполняют самые мелкие поры и способствуют уплотнению структуры на микроуровне [5].

Было отмечено, что пластичность смеси увеличивается и повышается ее связность, также улучшается сцепление свежего бетона с подложкой и соседними слоями при набрызге, что позволяет существенно повысить качество конструкции. Составы на КВ отличались увеличенными прочностными показателями и сниженной проницаемостью. Также был выполнен комплекс исследований составов и свойств мелкозернистых (бесщебеночных) бетонов для условий набрызгбетонирования с учетом местной сырьевой базы кварцевых песков с различным модулем крупности.

На подвижность бетонных смесей оказывает влияние модуль крупности ($M_{кр}$) песка. Как показано в табл. 1, при понижении $M_{кр}$ песка снижается прочность и пластичность бетонной смеси, что объясняется повышением необходимого количества воды затворения для полного смачивания всех зерен инертного заполнителя. При использовании композиционного вяжущего повышается прочность и снижается количество воды, необходимое для обеспечения требуемой удобоукладываемости смеси.

Подземные конструкции ввиду своих особенностей имеют разнонаправленно действующие нагрузки по всей внешней объемной поверхности, что в некоторых случаях заставляет материал конструкций работать не только на сжатие, но и на растяжение, изгиб, сдвиг и т. д. Как известно, бетон хорошо работает на сжатие и плохо на изгиб и растяжение. Поэтому в подземных конструкциях необходимо повышать деформационные показатели набрызгбетона или предусматривать соответствующее армирование, что удорожает и осложняет работы в ограниченных подземных условиях. В этой связи эффективным способом повышения качества конструкций из набрызгбетона является комбинация использования не только композиционных вяжущих, но и расширяющихся компонентов, химических добавок и введение

Таблица 1

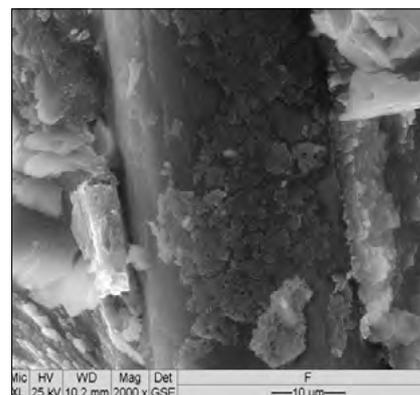
Зависимость увеличения подвижности бетонной смеси и прочности при сжатии от модуля крупности мелкого заполнителя, содержания и типа микроцемента

Вяжущее	ПЦ-500, %	«Экстра» ($d_{95}=5,5$ мкм), %	«Ультра» ($d_{95}=8,5$ мкм), %	$M_{кр}$ песка	Диаметр распыла, мм	Прочность бетона при сжатии, МПа
ПЦ-500	100	–	–	0,9	245	41,2
КВ-1	85	–	15	0,9	270	46,5
КВ-2	85	15	–	0,9	290	51,1
ПЦ-500	100	–	–	1,9	255	49,5
КВ-1	85	–	15	1,9	275	53,5
КВ-2	85	15	–	1,9	300	57
ПЦ-500	100	–	–	2,4	270	53,7
КВ-1	85	–	15	2,4	315	58,6
КВ-2	85	15	–	2,4	330	61,1

Таблица 2

Прочность на растяжение при изгибе мелкозернистого фибробрызгбетона на основе композиционного вяжущего

Вяжущее	ПЦ-500, %	«Экстра» ($d_{95}=5,5$ мкм), %	«Ультра» ($d_{95}=8,5$ мкм), %	Фибра	Прочность бетона при изгибе, МПа
ПЦ-500	100	–	–	Без фибры	6,8
КВ-1	85	–	15	Без фибры	8,5
КВ-2	85	15	–	Без фибры	9,1
ПЦ-500	100	–	–	Полипропилен	8,9
КВ-1	85	–	15	Полипропилен	11,9
КВ-2	85	15	–	Полипропилен	13,1
ПЦ-500	100	–	–	Сталь	12,7
КВ-1	85	–	15	Сталь	15,9
КВ-2	85	15	–	Сталь	16,7



Контактная зона гидратированного композиционного вяжущего и стальной фибры

в состав бетонной смеси фибры различного состава. Это обеспечивает повышенную прочность набрызгбетона при растяжении и изгибе, повышенную трещиностойкость, а также увеличивает водонепроницаемость и долговечность [6].

С целью повышения качественных показателей набрызгбетона в его состав вводили фибру: полипропиленовую фибру «ПолиАрм» (плотность 8 кг/м³, длина 50 мм, толщина 0,6 мм, ширина 1,2 мм) и стальную фибру «Dramix 3D 45/50BL» (плотность 85 кг/м³, длина 50 мм, толщина 1,05 мм).

Введение фибры в состав бетона на композиционном вяжущем и ее распределение в системе позволяют повысить трещиностойкость, деформативные характеристики и долговечность бетона. Также были проведены испытания образцов бетона на мелкозернистом заполнителе $M_{кр}=1,9$ с отношением П/Ц=1,5; В/Ц=0,4; дозировка гиперпластификатора – 0,3–1,5% от массы цемента (табл. 2).

В целях изучения микроструктуры выполнены комплексные исследования с применением электронного сканирующего микроскопа XL 30 ESEM-FEG. Были исследованы образцы гидратированного вяжущего и контактные зоны «заполнитель–фибра–вяжущее». В процессе исследований было отмечено достаточно равномерное распределение фибры в объеме цементного камня и бетона, в объеме композиционного вяжущего заметны тонкие новообразования и частично непрореагировавшие частицы мелкодисперсных частиц (см. рисунок). В процессе вовлечения в гидратацию более мелких составляющих вяжущего вещества создалась более плотная упаковка цементного камня и контактной зоны. В зоне «вяжущее–фибра» выделяются гидратированные дисперсные частицы микрочастиц, обеспечивающие плотное прилегание фибры к вяжущим.

В результате обработки экспериментальных данных было установлено, что формирование структуры бетона, величина общей пористости, а также параметры капиллярно-пористой структуры на макро- и микроуровнях зависят не только от величины водовязущего отношения и степени гидратации, но и от вида микрозаполнителей. При этом

микрозаполнитель оценивается не только по тонкости измельчения и величине удельной поверхности, но и по характеристике его гранулометрического и минерального состава. В результате опытов установлено, что оптимизация гранулометрического состава вяжущего повышает физико-технические свойства бетона на его основе, что согласуется с теоретическими представлениями о критериях регулирования свойств дисперсных систем [7,8].

На подвижность до определенного предела также оказывает влияние модуль крупности песка. В табл. 1 приведены результаты испытаний, из которых следует, что при повышении модуля крупности песка удобоукладываемость смеси возрастает. Однако следует учитывать, что при дальнейшем повышении $M_{кр}$ песка повышается межзерновая пустотность инертного заполнителя, что требует повышения расхода вяжущего или заполнения возникающих пустот фракциями более мелкого инертного заполнителя.

На основании результатов выполненных исследований следуют следующие выводы.

Получены составы мелкозернистого набрызгбетона с повышенной прочностью на растяжение при изгибе до 10 МПа.

Введение в состав базового портландцемента микрозаполнителя с высокой степенью самостоятельной гидравлической активности ($d_{95} \leq 5,5$ мкм; $d_{10} \leq 0,1$ мкм) в количестве 15–21% позволяет повысить подвижность смеси и прочность набрызгбетона.

При совместном введении в состав композиционного вяжущего и фибры улучшаются физико-механические и технологические свойства фибробрызгбетона: удобоукладываемость смеси, предел прочности при изгибе и сжатии.

Исследования микроструктуры бетона на основе композиционного вяжущего с микроцементными позволили установить качественную контактную зону как стальной, так и полипропиленовой фибры с цементным камнем, повышение плотности упаковки композиционного вяжущего, что является главной предпосылкой для получения конструкций с повышенной прочностью и долговечностью.

Список литературы

1. Меркин В.Е. Тоннелестроение в Швеции и Норвегии (по материалам деловой поездки) // *Метро и тоннели*. 2015. № 6. С. 10–14.
2. Меркин В.Е. О комбинированных обделках транспортных тоннелей из набрызгбетона с напыляемой гидро-

References

1. Merkin V.E. Tunneling in Sweden and Norway (on materials of a business trip). *Metro i tonneli*. 2015. No. 6, pp. 10–14. (In Russian).
2. Merkin V.E. About combined lining of transport tunnels from sprayed concrete with a evaporated waterproofing (on

- изоляция (по материалам семинара в Норвегии) // *Метро и тоннели*. 2011. № 3. С. 16–17.
- Бегалинов А.Б., Сердалиев Е.Т., Алменов Т.М. Пути повышения качества и эффективности применения набрызгбетона в подземных условиях // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2013. № 5. С. 5–9.
 - Баженов М.И., Харченко А.И. Исследование некоторых свойств цементов с тонкодисперсной добавкой // *Научно-технический вестник Поволжья*. 2012. № 5. С. 83–85.
 - Алимов Л.А., Стенечкина К.С., Воронин В.В., Ларсен О.А. Влияние температурно-влажностных условий на формирование структуры бетонов с наномодификаторами // *Научное обозрение*. 2015. № 10–1. С. 122–125.
 - Соловьев В.Г., Бурьянов А.Ф., Елсуфьева М.С. Особенности производства сталефибробетонных изделий и конструкций // *Строительные материалы*. 2014. № 3. С. 18–21.
 - Петропавловская В.Б., Новиченкова Т.Б., Белов В.В., Бурьянов А.Ф. Гранулометрический состав как критерий регулирования свойств дисперсных систем // *Строительные материалы*. 2013. № 1. С. 64–65.
 - Белов В.В., Образцов И.В. Компьютерное оптимизирование зерновых составов строительных композитов на основе цементно-минеральных смесей // *Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета*. 2014. № 3. С. 172–178.
 - seminar materials in Norway). *Metro i tonneli*. 2015. No. 6, pp. 10–14. (In Russian).
 - Begalinov A.B., Serdaliev E.T., Almenov T.M. Methods of improvement of quality and efficiency of application of a shotcrete in underground conditions. *Gorniy informatsionno-analiticheskiy bulleten'*. 2013. No. 5, pp. 5–9. (In Russian).
 - Bazhenov M. I., Harchenko A.I. Research of some properties of cements with a fine additive. *Nauchno-tehnicheskiy vestnik Povolzhya*. 2012. No. 5, pp. 83–85. (In Russian).
 - Alimov L.A., Stenechkina K.S., Voronin V. V., Larsen O. A. Influence of temperature and moist conditions on formation of structure of concrete with nanomodifiers. *Nauchnoe obozrenie*. 2015. No. 10–1, pp. 122–125. (In Russian).
 - Solovyev V.G., Buryanov A.F., Elsufyeva M.S. Features of production stalefibrobetonnnykh of products and designs. *Stroitel'nye Materialy* [Construction materials]. 2014. No. 3, pp. 18–21. (In Russian).
 - Petropavlovskaya V.B., Novichenkova T.B., Belov V.V., Buryanov A.F. Particle size distribution as criterion of regulation of properties of disperse systems. *Stroitel'nye Materialy* [Construction materials]. 2013. No. 1, pp. 64–65. (In Russian).
 - Belov V.V., Obraztsov I.V. Computer optimization of grain structures of construction composites on the basis of cement and mineral mixes. *Izvestiya Kaznskogo gosudarstvennogo arhitektumo-stroitel'nogo universiteta*. 2014. No. 3, pp. 172–178. (In Russian).

Ямало-Ненецкий автономный округ
г. Новый Уренгой
Деловой центр "ЯМАЛ", ул. Юбилейная, 5

27 - 28
октября 2016 г.

Межрегиональные специализированные выставки

ВЫСТАВКА
Строительство. Энергетика.
ЖКХ. Новые технологии -
Крайнему Северу **2016**

**СТРОИТЕЛЬСТВО. ЭНЕРГЕТИКА.
ЖКХ. НОВЫЕ ТЕХНОЛОГИИ -
КРАЙНЕМУ СЕВЕРУ**

**СПЕЦТЕХНИКА. БЕЗОПАСНОСТЬ.
СВЯЗЬ - КРАЙНЕМУ СЕВЕРУ**

ВЫСТАВКА
Спецтехника.
Безопасность. Связь -
Крайнему Северу **2016**

Организаторы: Администрация г.Новый Уренгой, НО "Новоуренгойский фонд развития предпринимательства",
ООО "Выставочная компания Сибэкспосервис" (г. Новосибирск)

ВК СИБЭКСПОСЕРВИС
Тел. (383) 335-63-50 E-mail: vk ses@yandex.ru www.ses.net.ru

СИБЭКСПОСЕРВИС

Современному жилью — современные отделочные материалы

С 1993 г. немецкая компания «КНАУФ» известна как один из крупнейших инвесторов в промышленность строительных материалов России, имеющая заводы во многих регионах. Интересы группы КНАУФ СНГ в Пермском крае и соседних регионах представляет Обособленное подразделение ООО «КНАУФ ГИПС» в Перми.

В зону его ответственности входят Пермский край, Кировская область, республики Коми, Башкортостан, Удмуртская Республика. Это почти 900 тыс. км² территории, на которой проживают более 10 млн человек. Пермское подразделение является крупнейшим поставщиком сухих строительных смесей на основе гипса в Пермском крае, республиках Удмуртия и Коми, а также лидером поставок гипсовых строительных плит (гипсокартонных листов) в Пермском крае и Башкортостане.

Как и в других регионах России, компания «КНАУФ» поставляет клиентам высококачественные строительные материалы и комплектные системы, оказывает разнообразную консультационную поддержку, занимается популяризацией новых технологий и обучением. Важнейшими каналами сбыта являются сеть из 23 региональных дилерских организаций и специализированные торговые сети.

Руководитель отдела маркетинга Обособленного подразделения ООО «КНАУФ ГИПС» в Перми **П.В. Токарев** отметил положительную динамику продаж строительных отделочных материалов КНАУФ в первой половине 2016 г., в то время как в 2015 г. падение объема продаж составило до 20%. В Перми особой популярностью у строителей пользуются гипсовые пазогребневые плиты.

За четыре месяца 2016 г. в Пермском крае сдано в эксплуатацию более 4 тыс. квартир общей площадью 238,5 тыс. м², что составляет 62,7% от объема аналогичного периода предыдущего 2015 г. В том числе индивидуальными застройщиками — 71,8 тыс. м² (38,8 % от объема аналогичного периода 2015 г.).

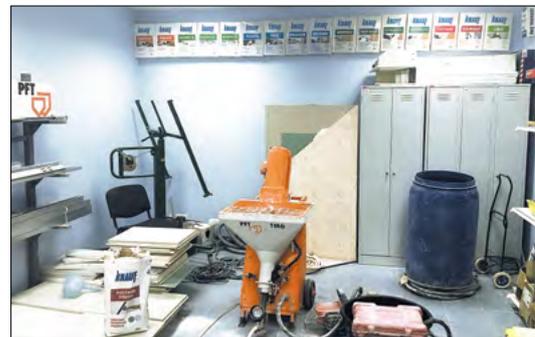
В среде архитекторов и историков живо обсуждается строящийся многофункциональный жилой и офисно-торговый комплекс «Астра». Особенной чертой этого проекта является то, что он вписывается в исторический центр города, в связи с чем определен ряд ограничений, в рамках которых могут действовать строители.

Территория, ограниченная улицами Петропавловская (Коммунистическая), Осинская, Монастырская (Орджоникидзе) и Тополевый переулок, в качестве торговой площади заложена в первом генеральном плане города Перми, составленном губернским землемером А. Грубером в 1782 г. На том месте, где сейчас находится сквер Уральских Добровольцев, «в 1781 году было заболоченное озеро, на котором плавали дикие гуси и утки, а кругом шумел лес».

В 1797 г. на месте, оставленном для городской площади, началось благоустройство торгового места: засыпали болотину, из которой брала начало р. Пермьянка, построили четыре корпуса деревянных лавок. Это положило начало Черному рынку. В 1823 г. на Черном рынке были открыты мясные лавки. В 1825 г. начались работы по осушению площади. С этой целью было прорыто несколько просторных и глубоких канав с деревянной облицовкой и крышей, саму площадь неоднократно поднимали фашинником и насыпью. Но не смотря на это, площадь оставалась грязной, потому что фашинник с насыпью уходили



П.В. Токарев руководитель отдела маркетинга Обособленного подразделения ООО «КНАУФ ГИПС» в Перми



Многофункциональный жилой и офисно-торговый комплекс «Астра»



в болото, а канавы, не имея достаточной покатоности, засорялись илом. В 1836–1838 гг., произведена дополнительная подсыпка «базарной площади», при которой применялись: строительный мусор, щепа, жерди, выполнявшие роль гатей, и речной песок. Болотистой местности, создававшей грязь и требовавшей постоянных благоустроительных работ, дали сначала простонародное, а затем и в официальных документах наименование рынка «Черный» (грязный).

Со временем Черный рынок приобретал все больше черт цивилизации – болота осушили, а для торговли построили каменные павильоны. В павильоне № 1 после революции поместили табачную фабрику, которая делала знаменитые сигареты «Астра». В павильоне № 3 долгое время находилась типография. Теперь между этими двумя двухэтажными памятниками истории компания ООО «ОСЗ» в г. Пермь (ГК «КОРТРОС») реализует самый сложный проект, который прошел все положенные процедуры согласования: сначала было получено заключение Центра охраны памятников, потом были публичные слушания, после чего были внесены изменения в правила землепользования и застройки.

Здание имеет кольцевую застройку с закрытым внутренним двором; в нем 10 жилых подъездов, 163 квартиры, от однокомнатных площадью 43 м² до двухуровневых пентхаусов, квартир с зим-

ними садами и верандами. Практически все квартиры имеют уникальную планировку. Максимальная площадь квартиры – 264 м².

По словам технического директора филиала ООО «ОСЗ» в Перми **С.А. Плаксина**, на данном объекте использовано очень много нестандартных, как архитектурных, так и инженерных решений. Комплекс «Астра» – первый в городе объект, на котором применяется система фасада «тепло–холод». Во внутренней отделке помещений используются инновационные материалы и передовые подходы, которые предлагает компания КНАУФ. В частности, в ряде помещений применяются негорючие плиты КНАУФ-Файерборд; оштукатуривание ведется механизированным способом с поставкой силосов, что не только повышает скорость и эффективность работ, но и снижает транспортную нагрузку на исторический центр города, сокращая количество поездок для доставки материалов. Приводя причины, по которым компания выбрала в качестве партнера компанию КНАУФ, С.А. Плаксин отметил системный подход КНАУФ, когда можно быть уверенным в том, что происходит на всех этапах – от проекта до окончания срока гарантии на построенный объект; качество материалов, в котором не возникает сомнений; комплекс сервисных услуг, включая обучение специалистов. На производство строительных работ **ЖК «Астра»** компания КНАУФ поставила: различные гипсовые штукатурки – 800 т; шпаклевки – 40 т; КНАУФ-плиты (ПГП) – 10 тыс. м².



Жилой комплекс
«Виктория»

Еще раньше началось сотрудничество компании КНАУФ с ООО «КомСтрин-Пермь», созданной в 2005 г. для строительства жилого комплекса бизнес-класса «Виктория». Сегодня многофункциональный ЖК общей площадью 64 тыс м² сдан в эксплуатацию, а напротив него через дорогу компания ведет строительство нового, который так и называется – «Новый центр». Генеральный директор ООО «КомСтрин-Пермь» **М.А. Коноплева** отметила, что выбор КНАУФ в качестве поставщика решений для отделки predeterminedили высокое качество материалов, высокое качество подготовки рабочей документации, значительно облегчающей деятельность заказчика, и проработанные программы обучения. Планируется, что на строительную площадку «Нового центра» будут поставлены гипсовые штукатурные смеси КНАУФ – 1500 т, шпаклевка – 250 т, пазогребневые плиты КНАУФ – 20 тыс м².



Жилой комплекс
«Новый центр»

Немалый интерес и спрос населения вызывают квартиры в жилом комплексе «Грибоедовский» (ОСП ООО «ПИК Служба Заказчика»), расположенном в экологически чистой части города – в микрорайоне «Ива» в Мотовилихинском районе Перми, где огромную территорию занимает лесопарковая зона. Покупателям предлагаются 1–2–3-комнатные квартиры площадью от

47 до 91 м² с улучшенной планировкой и высокими потолками. Все квартиры сдаются с чистой отделкой. Ансамбль из девяти 25-этажных зданий постепенно строится, вводится в эксплуатацию и заселяется. Для их отделки компанией КНАУФ уже поставлено 1800 т гипсовых штукатурных смесей, 200 т шпаклевки, 40 тыс м² КНАУФ-гипсоплит, 420 т сухих строительных смесей на основе цемента.



Жилой комплекс «Грибоедовский»

К саммитам ШОС и БРИКС, которые прошли в Уфе, были поставлены высококачественные материалы КНАУФ. В частности, по технологиям КНАУФ производилась отделка пятизвездочных гостиниц Hilton Garden Inn, Hampton by Hilton, Sheraton, Holiday Inn Ufa, нового корпуса отеля «Башкирия»; терминалов международного аэропорта Уфа. Строителям этих объектов было поставлено более 150 тыс. м² гипсовых строительных плит (КНАУФ-листов), 300 тыс. м металлического профиля КНАУФ (КНАУФ-профиля), 1,5 тыс. т сухих строительных смесей, 15 тыс. м² влагостойких цементных плит АКВАПАНЕЛЬ®, а также комплектующие.



Активное использование отделочных материалов в Пермском крае и соседних регионах, тесное сотрудничество с застройщиками, развитая структура каналов сбыта в очередной раз убеждает в лидерстве компании КНАУФ на российском рынке строительных материалов.

Т. Абакумова

15 лет предприятию «КНАУФ ГИПС Кунгур»

19 июля 2016 г. исполнилось 15 лет производственному предприятию «КНАУФ ГИПС Кунгур», занимающему особое место в истории группы КНАУФ СНГ. Оно стало первым производственным предприятием КНАУФ в России, проектирование которого начиналось практически с чистого листа. На территории никогда не было работающего производственного предприятия, а лишь недостроенные корпуса завода деталей крупнопанельных домов. «КНАУФ ГИПС Кунгур» – это современное оборудование, высококачественная продукция и передовые технологии управления. «КНАУФ ГИПС Кунгур» относится к числу наиболее безопасных и экологически ответственных предприятий. Здесь был разработан и



внедрен специальный комплекс мероприятий по минимизации выбросов в атмосферу. Все производственные участки оборудованы пылеочистными установками, эффективность очистки которых составляет около 99%.

Завод оказывает помощь различным социально значимым организациям города Кунгура и Кунгурского района. Помощь направляется тем, кто в ней нуждается, в первую очередь это детские дома, медицинские учреждения, православные храмы, сельские поселения. Центральным объектом благотворительной поддержки группы КНАУФ стал храм Тихвинской иконы Божией Матери, расположенный в центре Кунгура.

Предприятие является крупнейшим налогоплательщиком Пермского края: в 2015 г. в бюджеты всех уровней им было перечислено около 230 млн р. На «КНАУФ ГИПС Кунгур» занято свыше 200 человек.



Константин Шевела, технический директор ООО «КНАУФ ГИПС Кунгур», Леонид Лось, руководитель службы корпоративных коммуникаций ООО «КНАУФ ГИПС», Игорь Смирнов, директор по логистике ООО «КНАУФ ГИПС Кунгур», Валерий Филатов, генеральный директор ООО «КНАУФ ГИПС Кунгур», Алексей Васильев, главный специалист службы корпоративных коммуникаций ООО «КНАУФ ГИПС», Владимир Сталинов, начальник производства КНАУФ-листов



УДК 624.138.1

О.А. МАКОВЕЦКИЙ¹, канд. техн. наук; С.С. ЗУЕВ², зам. ген. директора (s.zuev@inbox.ru),
М.А. ТИМОФЕЕВ², инженер, С.Ф. СЕЛЕТКОВ², инженер;
В.И. ТРАВУШ³, д-р техн. наук

¹ Пермский национальный исследовательский политехнический университет (614019, Россия, Пермь, Комсомольский пр., 29)

² ОАО «Нью Граунд» (614081, Россия, Пермь, ул. Кронштадтская, 35)

³ Институт ГОРПРОЕКТ (105005, Россия, Москва, наб. Академика Туполева, 15)

Устройство системы вертикальных и горизонтальных геотехнических барьеров при строительстве высотных зданий на слабых грунтах

Приводится пример использования струйной цементации грунта для обеспечения геотехнической безопасности подземной части комплекса высотных зданий. Проведена оценка инженерно-геологических условий площадки строительства и обоснована необходимость применения системы вертикальных и горизонтальных геотехнических барьеров. Описаны принципы моделирования, конструирования и выполнения на строительной площадке жестких грунтобетонных элементов, результаты компьютерного моделирования в программе PLAXIS геотехнической ситуации. Анализ результатов компьютерного моделирования по различным сценариям показал обоснованность предлагаемого конструктивного решения.

Ключевые слова: струйная цементация, геотехнический барьер, компьютерное моделирование, подземное строительство, геотехническая безопасность.

O.A. MAKOVETSKY¹, Candidate of Sciences (Engineering); S.S. ZUEV², Deputy General Director (s.zuev@inbox.ru),

M.A. TIMOFEEV², Engineer, S.F. SELETKOV², Engineer; V.I. TRAVUSH³, Doctor of Sciences (Engineering)

¹ Perm National Research Polytechnic University (29, Komsomolsky Avenue, 614019, Perm, Russian Federation)

² ОАО "New Ground" (35, Kronshtadskaya Street, 614081, Perm, Russian Federation)

³ Institute GORPROJECT (15, Akademika Tupoleva Emb., 105005, Moscow, Russian Federation)

Arrangement of System of Vertical and Horizontal Geotechnical Barriers when Constructing High-Rise Buildings on Weak Soils

An example of the use of jet grouting of soil for providing the geotechnical safety of the underground part of the high-rise buildings complex is presented. The assessment of engineering-geological conditions of the construction site is made; the need for using the system of vertical and horizontal geotechnical barriers is substantiated. Principles of simulation, designing and execution of rigid soil-concrete elements, results of the computer simulation of the geotechnical situation in program PLAXIS are described. The analysis of results of the computer simulation according to various scenarios shows the substantiation of the structural solution proposed.

Keywords: jet grouting, geotechnical barrier, computer simulation, underground construction, geotechnical safety.

Обоснование применения системы геотехнических барьеров. При строительстве комплексов уникальных высотных зданий основной задачей проектирования подземных частей является обеспечение геотехнической безопасности как самого здания, так и окружающей его существующей и перспективной застройки [1, 2]. Для надежного решения этой задачи в случае расположения зданий на слабых грунтах предлагается система вертикальных и горизонтальных геотехнических барьеров, выделяющих подземное пространство рассматриваемого комплекса в замкнутую геотехническую систему с проектируемыми физико-механическими характеристиками. В этом случае минимизируется воздействие нового строительства на существующую геотехническую ситуацию [3]. В [4] показана оценка влияния такой системы на изменение гидрогеологической ситуации при строительстве комплекса высотных зданий в г. Уфе. В данной работе приводятся общие принципы устройства системы геотехнических барьеров и показывается пример выполнения системы при строительстве этого комплекса зданий.

Инженерно-геологические условия площадки строительства. В геоморфологическом отношении участок

приурочен к платообразной поверхности водораздела рек Белая и Уфа. Абсолютные отметки изменяются в пределах 189.5–193 м. Общий уклон рельефа на запад, в сторону долины р. Белая, расстояние до реки 1,2 км.

В геологическом строении участка до глубины 49 м принимают участие отложения четвертичного и пермского возраста.

Насыпной грунт (tQIV) представлен глинистым материалом с включением песка до 10% и песчано-гравийной смесью от черного до темно-коричневого цвета, маловлажный, слежавшийся. Образован в результате планировки территории в связи с ее обустройством, время отсыпки более 20 лет. Грунты завершили фазу самоуплотнения. Мощность насыпного грунта изменяется от 1 до 5,4 м.

Пермская система (P) Уфимский ярус (P1u*) Шешминский горизонт (P1ss):

– глина красновато-коричневая, желтовато-коричневая, аргиллитоподобная, с частыми прослоями песчаника серовато-коричневого, от мелкозернистого до тонкозернистого, различной степени выветрелости, от крепких скальных разностей до состояния плотного песка. Мощность глины с прослоями от 1 до 25 м;

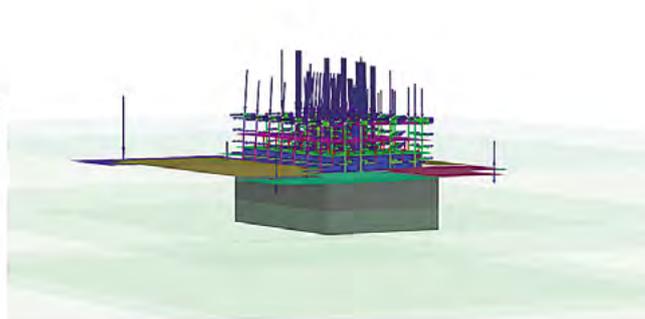
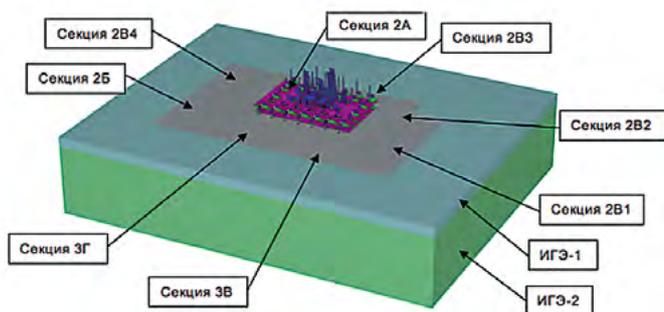


Рис. 1. Общий вид трехмерной конструктивной модели

– песчаник серовато-коричневый, зеленовато-серый, красновато-коричневый, в верхней части разреза мелкозернистый на глинистом цементе, с глубин 20–25 м до тонкозернистого, прослоями переходит в алевролит. Распространен в виде отдельных линз и прослоев мощностью от 1 до 7,1 м. Модуль общих деформаций грунтов в естественном состоянии, полученный по результатам штамповых испытаний, находится в диапазоне 30–35 МПа.

Объемно-планировочное и конструктивное решение комплекса зданий. Для оценки влияния геотехнической ситуации на механическую безопасность здания необходима оценка критических значений параметров безопасности основных несущих конструкций здания и степень их зависимости от характеристик основания. Эти параметры определяются конструктивным решением здания.

Жилищно-деловой комплекс состоит из делового центра и жилого здания: включает 18- и 42-этажные башни, объединенные 3–11-этажным стилобатом, и подземную парковку.

Конструктивная схема зданий каркасная в монолитном железобетонном исполнении. Фундаменты – монолитные железобетонные плиты толщиной 1000–2200 мм. Ядра жесткости служат монолитные лестничные клетки и шахты лифтов. Пространственная жесткость здания обеспечивается совместной работой продольных и поперечных стен с дисками перекрытий. Секции разделены между собой деформационными осадочными швами.

Критическими параметрами проектирования подземной части являются: вертикальное перемещение (осадка) – 300 мм, крен высотной части – 0,002; относительная разность осадок фундаментной плиты – 0,003.

Проектирование и устройство системы геотехнических барьеров. Анализ инженерно-геологических условий площадки строительства показал, что основанием фундаментов служат неоднородные в плане и по глубине грунты уфимского яруса, представленные переслаиванием глин и песчаников разной степени выветрелости.

Проведенные предварительные расчеты высотного здания при проектном нагружении показали недопустимый крен здания 42-этажной башни при возведении фундамента на естественном грунте. Поэтому для обеспечения выполнения проектных параметров по осадкам и кренам фундаментов было предложено устройство в основании фундаментов разреженного горизонтального геотехнического барьера в виде «структурного геомассива» [5], слоя грунта, армированного жесткими грунтобетонными элементами, выполненными по технологии струйной цементации грунта. Для обеспечения эффективного модуля общих деформаций «структурного геомассива» 70 МПа было подобрано вертикальное армирование основания грунтобетонными элементами диаметром 1100 мм. Диаметр элементов определен грунтовыми условиями площадки и технологическими параметрами процесса цементации грунта. Требуемый эффективный модуль деформации основания здания обеспечивается расстановкой армирующих элементов в плане.

«Структурный геомассив» представим в виде идеальной сплошной среды, деформации которой линейны относительно внешних сил, если только внутренние напряжения не превышают предельных значений. Вместе с тем в сплошном теле равномерно рассеяны по объему неоднородности (грунтобетонные армирующие элементы) и расстояние между ними много больше их собственного размера. Эти неоднородности ответственны за необратимые деформации: на них концентрируются напряжения и происходит их релаксация во времени. Предлагаемая механическая модель «структурного геомассива» позволяет рассматривать классические задачи по определению напряжений и деформаций, возникающих под воздействием внешних сил, но не ограничиваться отысканием равновесных параметров, поскольку после приложения нагрузки в массиве продолжают необратимые деформации и релаксация напряжений на неоднородностях.

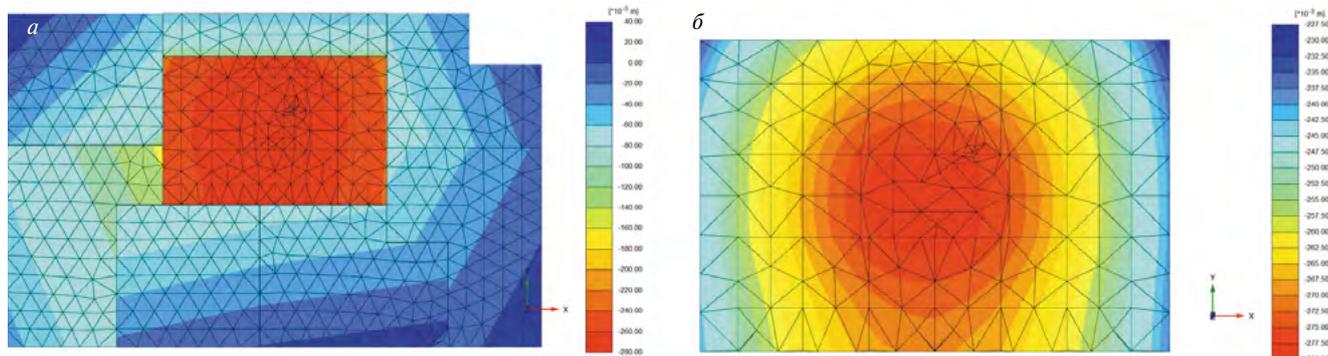


Рис. 2. Изополя вертикальных деформаций (осадок) всего комплекса зданий (а) и высотной секции (б)

Таблица 1

Параметры	Значения	
	На естествен. основании	«Геомассив»
Максимальный крен высотной секции комплекса	0,00259	0,0015
Максимальное значение относительной разности осадок фундамента ($\Delta s/L$)	0,00319	0,00113
Средняя осадка фундамента (\bar{s})	357 мм	255 мм

В этом случае для описания поведения «структурного геомассива» можно использовать модели линейной теории упругости и модель ползучести. Для описания поведения искусственно улучшенного основания был использован подход, основанный на принципе гомогенизации гетерогенных структурно-неоднородных материалов, позволяющий учесть неоднородность композитов. «Структурный геомассив» рассматриваем как двумерную периодическую среду – волокнистый однонаправленный композит, представляющий собой периодическую систему параллельных матричных волокон, погруженных в однородную матрицу. В «структурном геомассиве» грунтобетонные армирующие элементы имеют форму кругового цилиндра и ориентированы в одном направлении. Принимаем грунтобетонный армирующий элемент ($E_1=300$ МПа; $G_1=200$ МПа); грунт ($E_2=10$ МПа; $G_2=4$ МПа); коэффициент армирования 0,25 (расстояние в осях между армирующими элементами 2 м). Выделяем в нем ячейку периодичности – представительный объем с характерным размером неоднородности, в пределах которого свойства можно усреднить. Масштаб представительного объема должен быть значительно больше характерного размера неоднородности и мал по сравнению с характерным размером тела. При этих условиях гетерогенный материал можно идеализировать, рассматривая его как эквивалентный гомогенному материалу с усредненными на представительном объеме свойствами.

Экспериментальным подтверждением предлагаемого теоретического подхода являются результаты геодезических наблюдений за осадками высотных зданий, построенных на основании «структурный геомассив», хорошо согласующиеся с результатами инженерных расчетов, выполненных с учетом эффективных деформационных характеристик основания.

После выполнения «структурного геомассива» был выполнен полевой контроль как отдельных составляющих элементов, так и всего геомассива в целом. Выполненные армирующие элементы имеют диаметр 1,1–1,2 м; прочность грунтобетона на сжатие $R_c=2-3$ МПа; модуль общих деформаций $E_{\sigma} = 300-350$ МПа.

Проведенные статические штамповые испытания (методика испытаний приведена в [6]) показали, что фактический эффективный модуль деформации «структурного геомассива» в интервале давлений 0,6–0,8 МПа находится в диапазоне 102–115 МПа и превышает требуемый, что позволяет значительно уменьшить осадки и крен фундамента.

Моделирование поведения горизонтального геотехнического барьера

Для оценки поведения системы «здание–фундамент–основание» было выполнено компьютерное моделирование в программном комплексе PLAXIS 3D (рис. 1).

Расчет выполнялся на три комбинации нагрузок: первая – собственный вес конструкций, полезная нагрузка, снеговая нагрузка; вторая – средняя составляющая ветровой

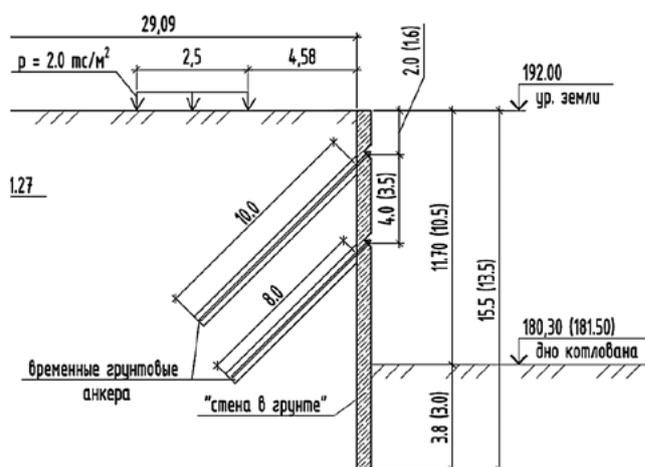


Рис. 3. Расчетная схема вертикального геотехнического барьера

нагрузки; третья – пульсационная составляющая ветровой нагрузки.

Необходимые значения параметров проектирования были достигнуты при глубине «структурного геомассива» –15 м (с отм. 179,7 до отм. 164,7) и эффективном модуле общих деформаций – 70 МПа (рис. 2, табл. 1).

Проектирование и устройство вертикального геотехнического барьера. Подземная часть комплекса, включающая в себя автомобильную парковку, имеет глубину 9–11,7 м от поверхности грунта. Для обеспечения ее нормальной эксплуатации и минимизации влияния на прилегающую территорию и окружающую застройку по периметру подземной части был спроектирован и выполнен вертикальный геотехнический барьер. В конструкцию геотехнического барьера входят вертикальные ограждающие элементы (экран) и грунтовые анкеры, фиксирующие его положение в пространстве (рис. 3).

Основными параметрами проектирования барьера являются: для внутреннего пространства – обеспечение коэффициента устойчивости вертикальных поверхностей подземной части не ниже 1,2, горизонтальное перемещение не более 50 мм; для внешнего пространства – дополнительная осадка зданий окружающей застройки не более 30 мм, относительная разность осадок не более 0,001.

Конструкция экрана вертикального геотехнического барьера была принята в виде монолитной железобетонной панели, выполняемой по технологии «стена в грунте» и в виде стенки из двух рядов секущих жестких грунтобетонных элементов, выполненных по технологии струйной цементации грунта.

Требуемая конструктивная прочность и жесткость экрана обеспечиваются технологическими возможностями изготовления грунтобетона и устройством вертикального армирования. Конструктивное проектирование геотехнического барьера, выполненного из грунтоцементных элементов, сводится к расчету прочности и оценке надежности конструкции. Расчет на прочность, в свою очередь, включает в себя восприятие максимального изгибающего момента, по которому вычисляются напряжения, возникающие в грунтоцементном элементе.

При решении задачи о напряженно-деформированном состоянии геотехнического барьера полагаем, что грунтобетон не сопротивляется растяжению. В этом случае основными параметрами конструирования экрана являются период его вертикального армирования и сечение армирующей

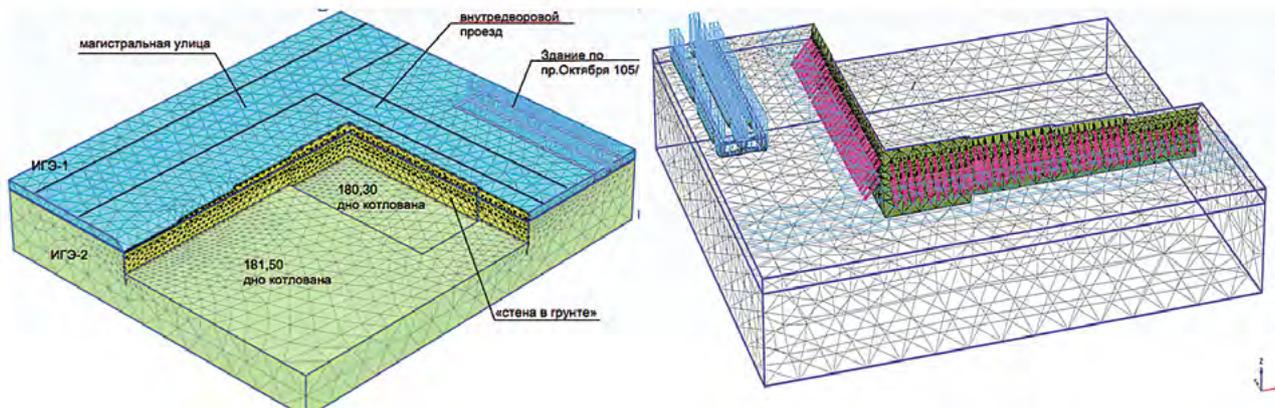


Рис. 4. Расчетная схема вертикального геотехнического барьера

конструкции. В качестве армирующей конструкции могут быть использованы: жесткие элементы – толстостенная труба, прокатный профиль; стандартные арматурные стержни, собранные в жесткий пакет, и комбинация этих элементов.

Для выполнения экрана были использованы грунтобетонные элементы, выполняемые по технологии Jet-1. Диаметр элемента 600 мм; расстояние в осях между элементами 450 мм; прочность грунтобетона при сжатии 3–3,5 МПа; модуль общих деформаций $E=400$ МПа. Оголовки элементов объединены для организации совместной работы железобетонной балкой. Общая ширина экрана из двух рядов элементов составила 900 мм, что обеспечило требуемую жесткость вертикального геотехнического барьера. Для восприятия изгибающих усилий экран армирован стальной трубой НКТ 89×9 с периодом армирования 450 мм. Воспринимаемый изгибающий момент экрана при этом составляет 49 тм.

Для реализации принятой расчетной схемы вертикального геотехнического барьера были разработаны грунтовые анкера оригинальной конструкции, выполняемые по технологии струйной цементации грунта. Экспериментальные зависимости, полученные в ходе опытных испытаний анкеров осевой выдергивающей нагрузкой, позволили выявить основные закономерности их работы. Для разработанной конструкции грунтобетонного стержневого анкера разработана методика определения его несущей способности по грунту и осевых перемещений. Эти зависимости были получены на основании анализа опытных данных по испытаниям анкеров осевой выдергивающей нагрузкой, которые показали, что при нагружении анкеров возникает эффект увеличения касательных напряжений по их боковой поверхности. В этом случае для реализации максимальной несущей способности анкера требуется его «взведение», предварительное натяжение на величину 60–65% от расчетной несущей способности по грунту.

В реализуемом проекте были применены анкера с якорной частью, выполненной по технологии Jet-1, диаметром 500 мм, с длиной 8–10 м. Тяга анкера представляет собой

оригинальную конструкцию, спроектированную таким образом, чтобы максимально реализовать передачу осевого усилия с металла на грунтобетон.

Проектная несущая способность такого анкера по грунту составляет 56 т. Пробные испытания грунтовых анкеров показали, что фактическая несущая способность анкеров составляет 65,6–75,4 т; приемочные испытания 100% анкеров показали, что проектная несущая способность анкеров реализуется при осевом перемещении 11–14 мм.

Моделирование работы вертикального геотехнического барьера. При проведении компьютерного моделирования рассматривалась вся последовательность устройства и эксплуатации подземной части: определялись конструктивные требования к геотехническому барьеру, оценивалось влияние на окружающую застройку, рассматривались нештатные геотехнические ситуации с выходом из строя одного анкера из группы. Моделирование выполнялось с использованием программного комплекса PLAXIS 3D, в объемной постановке задачи (рис. 4) с анализом отличий от результатов моделирования аналогичных конструкций в плоской постановке задачи [7, 8].

В результате моделирования были получены величины горизонтальных перемещений экрана барьера и возникающие при этом в нем внутренние усилия, вертикальные перемещения грунтового основания за пределами барьера, усилия в анкерных конструкциях. Некоторые результаты приведены на рис. 5 и в табл. 2.

Анализ применения системы вертикального и горизонтального геотехнических барьеров. В ходе выполнения проекта системы геотехнических барьеров были проведены испытания, контролирующие качество выполнения и работоспособность ее отдельных компонентов.

Работоспособность системы в целом подтверждается проведением геотехнического мониторинга в период строительства и эксплуатации здания. В настоящее время система геотехнических барьеров полностью выполнена и производится строительство надземных частей комплекса.

На основании имеющихся на настоящем этапе данных мониторинга можно сделать следующие выводы:

- при экскавации подземной части подтверждена работоспособность системы вертикальных барьеров: обеспечена устойчивость бортов котлованов, дополнительные вертикальные перемещения зданий окружающей застройки находятся в допустимых пределах (0,4–0,6 см);

- при строительстве здания переменной этажности подтверждена эффективность применения разреженного

Таблица 2

Параметры	Значения
Максимальные горизонтальные перемещения	4,25 см
Дополнительные вертикальные перемещения грунтового основания	$S_{max} = 0,92$ см $\Delta s/L = 0,00095$
Максимальный изгибающий момент в ограждении геотехнического барьера	43,6 тс*м
Максимальное усилие в грунтовых анкерах с учетом выхода из строя одного анкера	43,4 тс

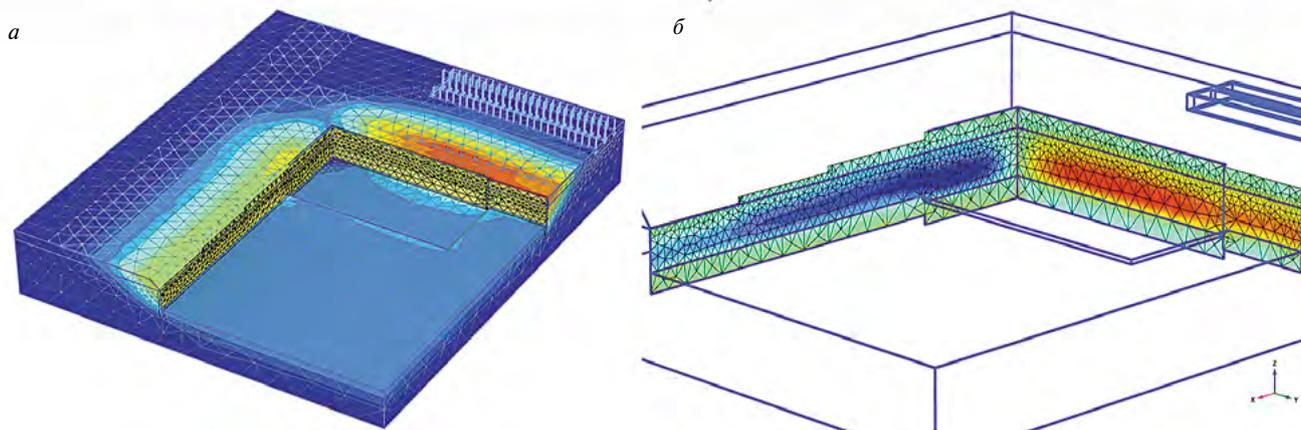


Рис. 5. Изополя общих деформаций вертикального геотехнического барьера (а) и изгибающих моментов в ограждающей конструкции (б)

горизонтального геотехнического барьера – «структурный геомассив»: крен высотной секции (0,0015), абсолютные осадки (9,5–14,5 см) и относительные разности осадок (0,0015–0,0024) фундаментов по сечениям пятна застройки находятся в допустимых пределах;

– изменение гидрогеологической ситуации минимальное, возникновение некоторого барражного эффекта не привело к подтоплению подземных частей существующей застройки и не вызвало развития в них дополнительных осадок.

В целом предлагаемый теоретический подход к моделированию и конструированию системы вертикальных и горизонтальных геотехнических барьеров, выполняемых с применением технологии струйной цементации грунта, можно считать экспериментально подтвержденным и позволяющим эффективно устраивать фундаменты высотных зданий в сложных инженерно-геологических условиях.

Список литературы

1. Ильичев В.А., Коновалов П.А., Никифорова Н.С. Прогноз деформаций зданий вблизи котлованов в условиях плотной городской застройки г. Москвы // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2004. № 4. С. 17–21.
2. Мангушев Р.А., Ошурков Н.В., Гутовский В.Э. Влияние трехуровневого подземного пространства на жилые здания окружающей застройки // *Жилищное строительство*. 2010. № 5. С. 23–27.
3. Ильичев В.А., Готман Ю.А., Назаров В.П. Расчетное обоснование использования JET-grouting для снижения осадок существующего здания от строительства подземного многофункционального комплекса // *Вестник гражданских инженеров*. 2009. № 2 (19). С. 95–97.
4. Зуев С.С., Тимофеев М.А., Селетков С.Ф., Маковецкий О.А. Анализ изменения гидрогеологической ситуации при устройстве геотехнического барьера комплекса «Смарт-Парк-Уфа» // *Жилищное строительство*. 2015. № 9. С. 16–21.
5. Маковецкий О.А., Зуев С.С., Хусаинов И.И. Применение струйной цементации для устройства подземных частей комплексов // *Жилищное строительство*. 2013. № 9. С. 10–14.
6. Маковецкий О.А., Зуев С.С. Обеспечение эксплуатационной надежности подземной части комплексов жилых зданий // *Жилищное строительство*. 2012. № 9. С. 38–41.

7. Ильичев В.А., Готман Ю.А. Расчет грунтоцементного массива для снижения перемещений методом оптимального проектирования // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2011. № 4. С. 24–31.
8. Пономарев А.Б. Геотехническое моделирование влияния глубокого котлована при реконструкции зданий // *Жилищное строительство*. 2014. № 9. С. 38–44.

References

1. Ilyichev V.A., Konovalov P. A., Nikiforova N. S. The forecast of deformations of buildings near ditches in the conditions of dense urban development of Moscow. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 2004. No. 4, pp. 17–21. (In Russian).
2. Mangushev R. A., Oshurkov N. V., Gutovsky V. E. Influence of three-level underground space on residential buildings surrounding застройки. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2010. No. 5, pp. 23–27. (In Russian).
3. Ilyichev V.A., Gotman Yu.A., Nazarov V.P. Settlement justification of use of JET-grouting for decrease a deposit of the existing building from construction underground multipurpose комплекса. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2009. No. 2 (19), pp. 95–97. (In Russian).
4. Zuev S.S., Timofeev M.A., Seletkov S.F., Makovetsky O.A. The analysis of change of a hydrogeological situation at the device of a geotechnical barrier of the Smart Park Ufa complex. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2015. No. 9, pp. 16–17. (In Russian).
5. Makovetsky O.A., Zuev S.S., Khusainov I.I. Application of jet cementation for the device of underground parts of complexes. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2013. No. 9, pp. 10–14. (In Russian).
6. Makovetsky O.A., Zuev S.S. Ensuring operational reliability of underground part of complexes of residential buildings. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2012. No. 9, pp. 38–41. (In Russian).
7. Ilyichev V.A., Gotman Yu.A. Calculation of the groutotsementny massif for decrease in movements by method of optimum design. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 2011. No. 4, pp. 24–31. (In Russian).
8. Ponomarev A.B. Geotechnical modeling of influence of a deep ditch at reconstruction зданий. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2014. No. 9 pp. 38–44. (In Russian).

УДК 624.152

С.Г. БОГОВ, инженер (s.bogov@georec.spb.ru), зам. ген. директора
ООО «ИСП Геореконструкция» (190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр., 4., оф. 414)

Формирование заглубленных объемов в бесподвальных исторических зданиях в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга

В Российской Федерации в связи с увеличением объемов работ по реконструкции зданий при их приспособлении к современным условиям возникает необходимость разработки надежных способов усиления оснований фундаментов для устройства новых подвалов или углубления существующих технических подполий. Эта проблема актуальна для Санкт-Петербурга – города с большим количеством памятников архитектуры. В отечественной геотехнической практике использовались различные методы усиления оснований: подведение новых фундаментов, закрепление оснований цементацией или силикатизацией, устройство микросвай. В конце XX века широко применялся способ усиления оснований существующих зданий путем устройства «корневидных» свай – цементных свай малого диаметра, выполняемых непосредственно через тело существующих фундаментов, фактически превращая конструкцию фундамента из ленточного в свайный фундамент с бутовым ростверком. Некоторые из методов трудоемки и очень дороги, другие имеют ограниченную область применения и могут использоваться лишь в грунтах с развитым поровым пространством, минимальным содержанием глинистых частиц и зачастую не позволяют решить основную задачу – устройство нового герметичного объема под существующим зданием без водопонижения.

Ключевые слова: устройство подвалов в бесподвальных зданиях, закрепление слабых грунтов цементами, струйная технология, цементогрунт.

S.G. BOGOV, Engineer(s.bogov@georec.spb.ru), Deputy General Director
ООО «ISP Georekonstruktsiya» (4, Off. 414, Izmaylovsky Avenue, Saint Petersburg, 190005, Russian Federation)

Formation of Subsurface Volumes in Cellarless Historical Buildings Under Conditions of Weak Soils of Saint Petersburg

In the Russian Federation in connection with increasing the volumes of reconstruction works, when buildings are adapted to current conditions, there is a need to develop reliable methods for strengthening foundation bases to construct new cellars or to deepen existing technical crawl spaces. This problem is an actual one for Saint Petersburg, the city with a large number of architectural monuments. In the national geotechnical practice various methods of bases strengthening are used: underpinning, fixation of bases by cementation or silication, construction of micro-piles. In the end of the XX century, the method of bases strengthening of existing buildings by means of construction of "rootlike" piles, cement piles of small diameters, realized directly through the body of existing foundations, factually converting the strip foundation into the pile foundation with rubble grillage was widely used. Some of these methods are labor-consuming and very expensive, others have a limited sphere of application and can be used in soils with developed pore space, minimal content of clay particles and very often don't make it possible to solve the main task – construction of a new hermetical volume under the existing building without dewatering.

Keywords: construction of cellars in cellarless buildings, strengthening of weak soil with cements, jet grouting, soil cement.

В строительной отрасли грунты по степени их пригодности для укрепления цементами разделяются на Са⁰, – глина; Na⁰ – глина; H⁰ – глина. Грунты, насыщенные ионами Са²⁺ – менее гидрофильные, дают лучшие результаты, грунты же, насыщенные ионами Na⁺, обладают большей гидрофильностью и требуют большего расхода портландцемента. Считается, что грунты, имеющие кислую реакцию, для укрепления цементами мало пригодны для цементации [1–3]. Сложившиеся традиционные подходы и сложность качественного проведения работ по закреплению водонасыщенных грунтов Санкт-Петербурга может объяснить медленное применение методов освоения подземного пространства под существующими зданиями.

По мнению авторов, реальным для решения этой задачи может быть проведение закрепления грунтовых оснований цементами по технологии jet grouting, когда используется высокое давление струй цементного раствора с достаточно небольшим расходом. Или, как в отечественной практике

широко применяется способ струйного закрепления грунтов основания, когда используется более низкое давление и происходит больший расход цементного раствора [4]. В слоях глинистых грунтов достигать необходимую прочность можно, варьируя продолжительность размыва струей. Все работы должны вестись с геотехническим сопровождением [5–9].

Пример создания заглубленных помещений в бесподвальных зданиях

Реконструируемое здание (рис. 1) является памятником истории и архитектуры постройки середины XIX в. и расположено на острове в центральной исторической части Санкт-Петербурга. Здание одноэтажное кирпичное с мансардным этажом, с несущими продольными и поперечными стенами и сводчатыми перекрытиями. Корпус в плане имеет вид сектора кольца, архитектурно повторяющего очертания соседнего корпуса.



Рис. 1. Общий вид здания

Инженерно-геологические условия площадки

Площадка реконструкции расположена в дельте реки Невы, в геоморфологическом отношении входит в пределы Приневской низины, здание находится на расстоянии порядка 10 м от берега р. Мойки (рис. 2).

Абсолютные отметки дневной поверхности находятся в интервале примерно плюс 3,5–3,9 м БС. В пределах глубины изысканий площадка образована под техногенным слоем, послеледниковыми, озерно-ледниковыми и ледниковыми отложениями, подстилаемыми коренными отложениями венда. Мощность техногенных отложений варьирует от 2,4 до 4,3 м. Морские и озерные отложения представлены в пределах верхних 0,6–1,1 м пылеватыми песками и пластичными супесями с примесью органических веществ и слабозаторфованными, подстилаемыми водонасыщенными песками средней крупности средней плотности мощностью 1,7–5,5 м. У подошвы слоя послеледниковых отложений залегают суглинки пылеватые текучепластичной консистенции, мощность которых изменяется от 2,1 до 4,2 м. Кровля залегающих под ними верхнечетвертичных озерно-ледниковых ленточных текучих суглинков находится на абсолютных отметках от минус 5,59 до минус 10,25 м БС. Ниже повсеместно залегает суглинок неяснослоистый текучепластичной консистенции. Ниже глубины 27,5 м залегают коренные отложения венда, представленные твердыми пылеватыми глинами, выявленной мощностью до 3,5 м. Подземные воды

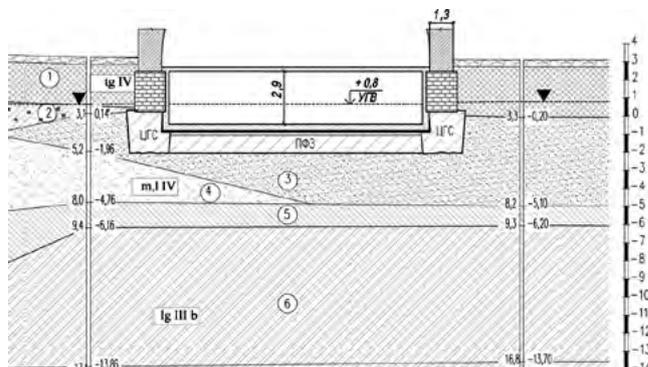


Рис. 2. Схема устройства подвала и новых конструкций с учетом геологических напластований площадки

безнапорного горизонта приурочены к подошве техногенных отложений. В неблагоприятные периоды подъем подземных вод возможен на высоту до 1 м от дневной поверхности (таблица).

Физико-механические характеристики грунтов площадки

В ходе ведения работ по закреплению (рис. 3) на этой площадке велся непрерывный мониторинг (рис. 4), включающий геодезические наблюдения, отбор проб растворов и цементогрунта, контроль последовательности и темпа работ и др. Вскрытие грунтов в здании началось через несколько месяцев с повсеместного понижения на глубину до 1,5 м для облегчения доступа углекислого газа из воздуха. Затем, локально были вскрыты опытные шурфы до проектных отметок понижения с целью контроля через них притока воды. Вскрытие грунтов по помещениям началось через четыре месяца после завершения работ по закреплению (рис. 5, 6).

Плотность материала образцов цементогрунта была стабильна и составляла порядка 1,75 г/см³. По результатам испытаний отмечен рост механических свойств цемента-

№ инженерно-геологического элемента ИЭГ	Наименование грунта	Плотность грунта, г/см ³	Коэффициент пористости	Влажность W	Показатель текучести L	Угол внутреннего трения	Сцепление	Модуль общей деформации E, МПа
1	Насыпные грунты	Расчетное сопротивление R ₀ =0,1 МПа						
2	Супеси пылеватые с прослоями пылеватого песка m, L _{IV}	1,99	0,709	0,26	1	20	0,009	8,5
	Супеси пылеватые с примесью органических веществ, прослоями слабозаторфованные текучие m, L _{IV}	1,74	1,258	0,47	2	17	0,018	5
3	Пески пылеватые насыщенные водой средней плотности m, L _{IV}	1,96	0,725	0,28	-	26	0,002	11
4	Пески средней крупности насыщенные водой средней плотности L _{IV}	2	0,65	-	-	35	0,001	30
5	Суглинки легкие пылеватые слоистые, текучепластичные m, L _{IV}	1,94	0,802	0,29	1	20	0,015	6,5
6	Суглинки тяжелые пылеватые ленточные текучие Lg _{III} ^b	1,83	1,078	0,39	1,14	10	0,019	5



Рис. 3. Процесс устройства закрепления (а); керны цементогрунта (б)

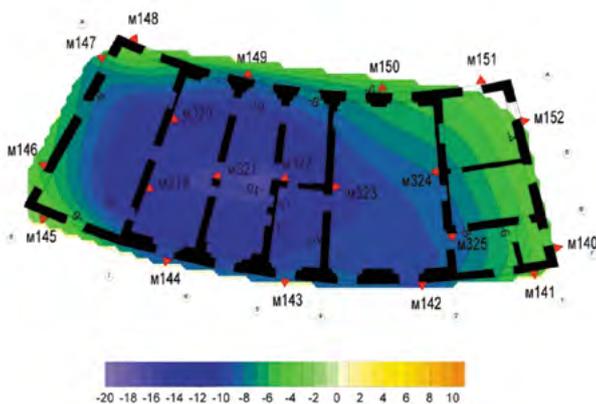


Рис. 4. Результаты геотехнического мониторинга. Изолинии равных деформаций



Рис. 5. Подвальное помещение после вскрытия подвала

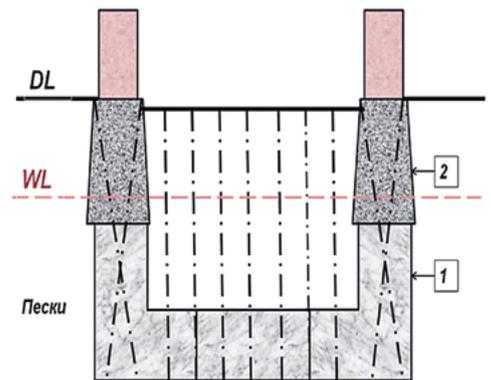


Рис. 6. Принципиальная схема устройства заглубленного объема в существующем здании. Технология устройства стен и дна через буровые скважины: 1 – цементогрунт; 2 – бутовый фундамент здания

грунта в зависимости от возраста и содержания цемента. Так, предел прочности взятых образцов цементогрунта при сжатии варьировал от 5,1 до 13 МПа (рис. 7), а модуль деформации – от 1020 до 1830 МПа.

Известно, что укрепление дисперсных грунтов портландцементом обуславливается тем, что продукты гидратации и гидролиза цемента способны срачиваться со всеми минеральными составляющими грунта. Механизм срачивания и прочность цементогрунта зависит от характера поверхности минеральных частиц, кристаллохимических особенностей минералов грунта, прочности кристаллической структуры, а также растворимости минералов в щелочной среде, т. е. от тех изменений, которые вносят минералы (или его агрегаты) в стандартный ход гидратации и гидролиза цемента. Продукты гидратации и гидролиза цемента, взаимодействуя с поверхностью минеральных частиц грунта, коагулируют и агрегируют наиболее дисперсную его часть и в процессе своего роста создают структуру цементогрунта. Известно также, что большую

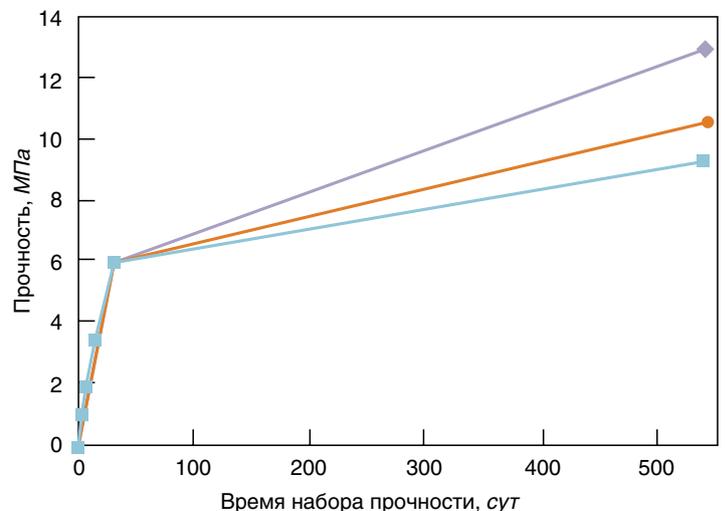


Рис. 7. Кинетика набора прочности цементогрунта от времени

прочность взаимодействия с кристаллогидратами цемента имеют минералы каркасной и цепочечной структур [2, 3, 6]. Промежуточное положение занимают цементные смеси с минералами ленточной структуры, меньшей прочностью обладают цементные смеси с минералами слоистой структуры характерными для инженерно-геологических условий Санкт-Петербурга: слюды, гидрослюды, каолинита.

При отборе кернов и образцов из тела цементогрунта на площадках, где использовалось струйное закрепление, было выявлено, что в образцах с исходным глинистым грунтом видимое содержание песчаных частиц в сравнении с образцами, отобранными на площадках с песчаными грунтом было минимально и отличается в десятки раз [4, 5]. Для более точной оценки произведен осмотр образцов под микроскопом с увеличением в 40 и 200 раз (рис. 8). При анализе шлифов образцов цементогрунта, отобранных на двух строительных площадках – под микроскопом видно содержание и достаточно равномерное распределение частиц цементного камня. В образце (рис. 8, б) с песчаным грунтом зафиксировано равномерное распределение частиц и дефект в виде пузырька воздуха (рис. 8, в) или газа размером до 2–3 мм. В отличие от этих образцов, в образцах закрепленных глинистых грунтов (рис. 8, д) отмечено в разы меньшее содержание песчаных частиц, а также локальные дефекты: неперемешанные фрагменты грунта размером до 5–7 мм и локальный дефект структуры – усадочные трещины (рис. 8, е).

Выводы

1. На объекте в Санкт-Петербурге в сложных геологических и стесненных условиях городской строительной площадки в историческом бесподвальном здании впервые успешно произведено устройство подвала глубиной около 3 м. Струйная цементация была применена для создания сплошной несущей и противофильтрационной конструкции для обеспечения вскрытия подземного объема в водонасыщенных грунтах без водоотлива в сухом котловане.

Список литературы

1. Ржаницын Б.А. Химическое закрепление грунтов в строительстве. М.: Стройиздат, 1986. 263 с.
2. Гончарова Л.В. Основы искусственного улучшения грунтов (техническая мелиорация грунтов). М.: МГУ, 1973. 376 с.

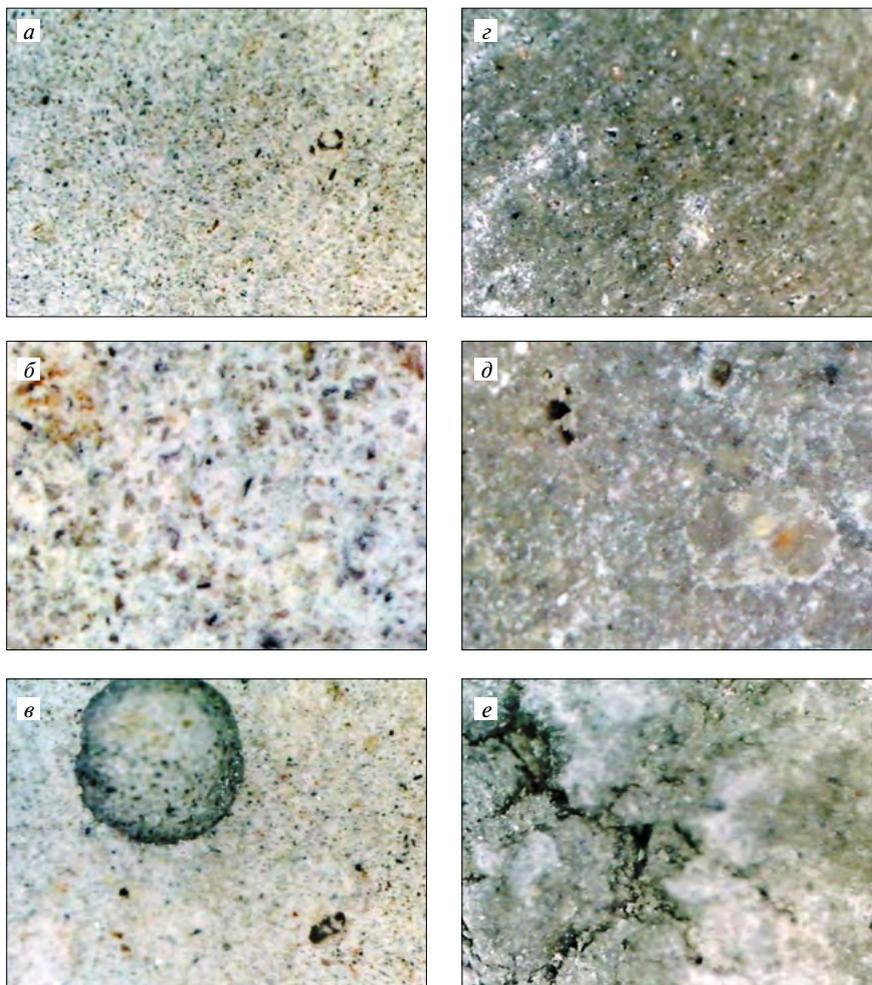


Рис. 8. Образцы цементогрунта с увеличением. Объект 1 (Санкт-Петербург, Новая Голландия. Корпус 8): а – шлиф образца цементогрунта (пылеватый песок + портландцемент) с увеличением в 40 раз; б – шлиф с увеличением в 200 раз; в – локальный дефект структуры (пора). Объект 2 (Санкт-Петербург, Загородный, 19): г – шлиф образца цементогрунта (суглинок + портландцемент) с увеличением в 40 раз; д – шлиф с увеличением в 200 раз; е – локальный дефект – усадочные трещины

2. Использование струйной технологии закрепления слабых грунтов позволило минимизировать технологические осадки путем создания надежного закрепления грунтов. Бездефектная технология устройства заглубленных объемов в грунте требует проведения дальнейших исследований в части приемов закрепления, кинетики набора прочности цементогрунтов в различных грунтовых условиях с различным содержанием цемента.

3. Проведенная адаптация технологии к грунтовым условиям Санкт-Петербурга позволяет рекомендовать ее для реализации устройства подвалов в бесподвальных зданиях, в условиях как водонасыщенных песчаных, так и слабых пылевато-глинистых грунтов и не применяя шпунт для защиты выработки от притока воды.

References

1. Rzhantsyn B.A. Khimicheskoe zakreplenie gruntov v stroitel'stve [Chemical fixation of soils in construction]. Moscow: Stroizdat, 1986. 263 p. (In Russian).
2. Goncharova L.V. Osnovy iskusstvennogo uluchsheniya gruntov (tekhnicheskaya melioratsiya gruntov) [Fundamental aspects of artificial soil improvement (technical soil melioration)]. Moscow: MGU, 1973. 376 p. (In Russian).

3. Безрук В.М. Теоретические основы укрепления грунтов цементами. М.: Автостройиздат, 1956. 58 с.
4. Богов С.Г. Применение цементных растворов для струйной технологии закрепления грунтов с учетом их реологических свойств // *Гидротехника*. 2013. № 4. С. 84–86.
5. Богов С.Г., Смолак В.Я. Опыт создания заглубленных помещений в бесподвальных зданиях в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга. Современные геотехнологии в строительстве и их научно-техническое сопровождение. *Сборник трудов научно-технической конференции*. СПб.: СПбГАСУ, 2014. С. 122–131.
6. Богов С.Г. Глубинное закрепление глинистых грунтов // *Развитие городов и геотехническое строительство*. 2002. № 5. С.75–80.
7. Богов С.Г. Опыт усиления фундаментов старых зданий с использованием струйной технологии // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2007. № 3. С. 28–32.
8. Богов С.Г. Адаптация струйной технологии для целей освоения подземного пространства в исторической части Санкт-Петербурга в условиях слабых грунтов // *Жилищное строительство*. 2014. № 3. С. 25–30.
9. Шашкин А.Г., Богов С.Г., Туккия А.Л. Адаптация технологии изготовления свай без извлечения грунта к инженерно-геологическим условиям Санкт-Петербурга // *Жилищное строительство*. 2012. № 11. С. 18–2110.
- mentals of artificial improvement of soils (technical Melioration ground)]. Moscow: MGU, 1973. 376 p. (In Russian).
3. Bezruk V. M. Teoreticheskie osnovy ukrepleniya gruntov tsementami [Theoretical bases of soil stabilization by cement]. Moscow: Stroizdat, 1956. (In Russian).
4. Bogov S.G. The Use of cement mortars inkjet technology keeping deposits of soils with regard to their rheological properties. *Gidrotekhnika*. 2013. No. 4, pp. 84-86. (In Russian).
5. Bogov S.G., Smolak Y.V. The Experience of creating the recessed areas in espedal-governmental buildings in the engineering-geological conditions of St. Petersburg. *Sovremennye geotekhnologii v stroitel'stve i ikh nauchno-tekhnicheskoe soprovo-zhdenie. Sbornik trudov nauchno-tekhnicheskoi konferentsii*. Sankt-Peterburg: SPbGASU, 2014, pp. 122–131. (In Russian).
6. Bogov S.G. In depth consolidation of clay soils. *Razvitie gorodov i geo-tekhnicheskoe stroitel'stvo*. 2002. No. 5, pp. 75–80. (In Russian).
7. Bogov S.G. The experience of strengthening the foundations of old buildings using inkjet technology. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2007. No. 3, pp. 28–32. (In Russian).
8. Bogov S.G. Adaptation of jetting technology for development of underground space in the historical part of Saint-Petersburg under conditions of weak soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stv* [Housing Construction]. 2014. No. 3, pp. 25–30. (In Russian).
9. Shashkin A.G., Bogov S.G., Tukkiy A.L. Adaptation of manufacturing techniques of pile without removing the soil to the geotechnical conditions of St. Petersburg. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2012. No. 11, pp. 18–21. (In Russian).

Уважаемые коллеги и партнеры!

**В связи с разработкой плана перспективного развития
нормативной базы в строительстве и в области проектирования на 2017 год,
НИЦ «Строительство» собирает мнения и предложения представителей отрасли
по следующим темам:**

- выявление нормативных технических документов в отечественной нормативной базе в области типового проектирования, дублирующих (полностью или частично) друг друга, нормативных технических документов, положения которых полностью или частично противоречат друг другу, выявление вопросов нормирования в области типового проектирования строительных сооружений, в неполной мере освещенных в действующих нормативных технических документах;
- определение нормативных технических документов, разработка которых требуется в соответствии с предложенным комплексом нормативных технических документов;
- выявление нормативных технических документов, переработка и дополнение которых требуется в соответствии с предложенным комплексом нормативных технических документов;
- выявление нормативных технических документов, требующих отмены;
- разработка предложений по основным требованиям к содержанию нормативных технических документов в области типового проектирования, входящих в предложенный комплекс нормативных технических документов.

Комментарии и рекомендации просим присылать на электронный адрес order@cstroy.ru

УДК 624.012.35

Л.М. КОЛЧЕДАНЦЕВ, д-р техн. наук, С.В. ВОЛКОВ, канд. техн. наук (wsw_1953@mail.ru),
Л.В. ВОЛКОВА, канд. экон. наукСанкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет
(190005, Санкт-Петербург, ул. 2-я Красноармейская, 4)

Организационно-технологические решения по устройству фундаментов высотных зданий

Рассмотрены вопросы совершенствования способов бетонирования и режимов выдерживания массивных конструкций фундаментов высотных зданий. На примере строительства 86-этажного здания башни «Лакhta-центр» в Санкт-Петербурге обосновываются организационно-технологические решения, принятые для возведения массивных конструкций фундаментов высотного здания, которые предусматривают определенный порядок устройства защиты и условия охлаждения бетона. В ходе проведенных исследований установлены следующие организационно-технологические решения, оказывающие влияние на термонапряженное состояние бетонированного массива фундамента: защита массива материалами путем устройства тепляка как наиболее дешевый и наименее трудозатратный способ, а также метод выдерживания бетона в искусственном укрытии с учетом температуры окружающего воздуха. Для устройства массивных конструкций фундаментов высотных зданий необходим комплекс организационно-технологических решений, включающих в себя защиту массива фундамента путем устройства тепляка совместно с теплоизоляцией, а также расчет и контроль температурного режима твердения фундаментной плиты в целях обеспечения трещиностойкости.

Ключевые слова: строительство, высотное здание, защита, регулирование, температурный режим, бетонирование, массивная конструкция, фундамент.

L.M. KOLCHEDANTSEV, Doctor of Sciences (Engineering), S.V. VOLKOV, Candidate of Sciences (Engineering) (wsw_1953@mail.ru),
L.V. VOLKOVA, Candidate of Sciences (Economics)Saint-Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (4, 2nd Krasnoarmeyskaya Street, 190005, Saint-Petersburg, Russian Federation)

Organization-Technological Solutions for Constructing Foundations of High-Rise Buildings

Issues of improving methods of concreting and conditions of curing of massive structures of high-rise building foundations are considered. Organization-technological solutions adopted for construction of massive structures of high-rise building foundations which provide the certain order of constructing the protection and conditions of concrete cooling are substantiated on the example of construction of the 86-storey building of "Lakhta Center" in Saint-Petersburg. In the course of studies conducted, the following organization-technological solutions influencing on the thermo-stressed state of the concreted massif of the foundation were established: protection of the massif with materials by construction of a heating housing as the cheapest and the least labor-intensive method, as well as the method of concrete curing in the artificial cover with due regard for the ambient temperature. For construction of massive structures of high-rise building foundations, a complex of organization-technological solutions, including protection of the foundation massif by means of the heating housing together with heat insulation, as well as the calculation and control of temperature conditions of the foundation slab hardening for providing the crack resistance, is required.

Keywords: construction, high-rise building, protection, regulation, temperature conditions, concreting, massive structure, foundation.

Выбор способов бетонирования и обоснование режимов выдерживания фундаментов возводимых высотных зданий зависят от температуры окружающего воздуха, сроков возведения массивных бетонированных конструкций, а также от принятых организационно-технологических решений по строительству объекта [1,2].

На примере строительства 86-этажного здания башни «Лакhta-центр» в Санкт-Петербурге обосновываются организационно-технологические решения, принятые для возведения массивных конструкций фундаментов высотного здания, которые предусматривают определенный порядок устройства защиты и условия охлаждения бетона. В ходе исследований установлены следующие организационно-технологические решения, оказывающие влияние на термонапряженное состояние бетонированного массива фундамента: защита массива материалами путем устройства тепляка как наиболее дешевый и наименее трудозатратный способ, а также метод выдерживания бетона в искусственном укрытии с учетом температуры окружающего воздуха.

Зачастую на практике поддержание таких параметров, как температура бетонной смеси и температура внутри тепляка на уровне проектных значений, является трудноосуществимой. В связи с этим в диссертационном исследовании (Пирогов Т.Т. Совершенствование способов бетонирования и режимов выдерживания массивных конструкций фундаментов высотных зданий. Магистерская диссертация. СПбГАСУ. 2015. 95 с.) рассмотрены вопросы влияния параметров температуры бетона на термонапряженное состояние железобетонного массива фундамента.

При зимнем бетонировании массивных фундаментов возводимого объекта был определен следующий порядок безопасного снятия теплоизоляции марки «Этафон»: при толщине теплоизоляции до 40 мм рекомендуется снятие теплоизоляции не ранее чем через 40 сут с момента укладки, если предполагаемая температура воздуха +13°C; при толщине до 20 мм – не ранее чем через 30 сут, если предполагаемая температура воздуха +10°C. Сначала снимается тепляк, а затем по истечении определенного времени сни-

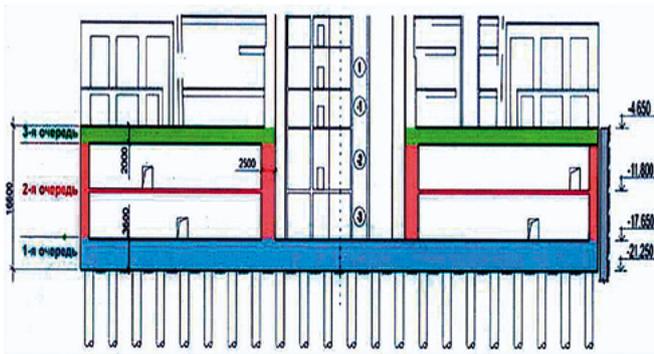


Рис. 1. Коробчатый фундамент башни «Лакhta-центр», Санкт-Петербург

мается поверхностная теплоизоляция. При поэтапном снятии теплозащитных устройств по срокам набора прочности достигается больший эффект, чем при одновременном их удалении, причем чем ниже температура окружающего воздуха, тем выше эффект.

Сокращение времени нахождения бетона под эффективной тепловой защитой ограничивается тем, что существует предельно допустимая скорость охлаждения бетона, превышение которой в условиях опасных перепадов температуры может привести к трещинообразованию. Скорость охлаждения бетона зависит от срока выдержки бетона под утеплителем, температуры окружающего воздуха и не должна превышать критических значений, которые устанавливаются расчетом.

Монолитные конструкции из высокопрочных бетонов имеют повышенные экзотермию и градиент температуры в теле конструкции, которые в значительной степени влияют на термонапряженное состояние, прочность и трещиностойкость бетона [3].

Здание башни многофункционального комплекса «Лакhta-центр» имеет высоту 462 м и состоит из 86 надземных и трех подземных этажей. Подземные этажи в плане имеют форму равностороннего пятиугольника с длиной каждой стороны 57,25 м.

Конструкция подземных этажей здания образует коробчатый фундамент, состоящий из нижней плиты толщиной 3,6 м, верхней плиты толщиной 2 м, центрального ядра жесткости диаметром 28,5 м и десяти вертикальных диафрагм жесткости общей высотой 16,6 м. Особенностью конструктивной схемы здания башни является наличие круглого центрального ядра жесткости, воспринимающего большую часть вертикальной нагрузки (порядка 70% от всех вертикальных нагрузок на здание). В результате большая доля веса здания передается на небольшой участок фундамента в пределах центрального ядра. Коробчатый фундамент здания башни (рис. 1) опирается через бетонную подготовку на свайное основание, состоящее из 264 свай диаметром 2 м, длиной 55 и 65 м, и выполняет функцию равномерного распределения нагрузки с ядра башни на свайное основание.

Нижняя плита коробчатого фундамента испытывает большие растягивающие усилия: осевое растяжение 2300 т/м и изгибающий момент 2150 т/м. Общий объем бетона на коробчатый фундамент около 46 тыс. м³.

Исходя из технологических соображений по очередности возведения фундамента вся его конструкция условно разделена на три части:

– первая очередь: нижняя монолитная железобетонная плита объемом около 20,3 тыс. м³;

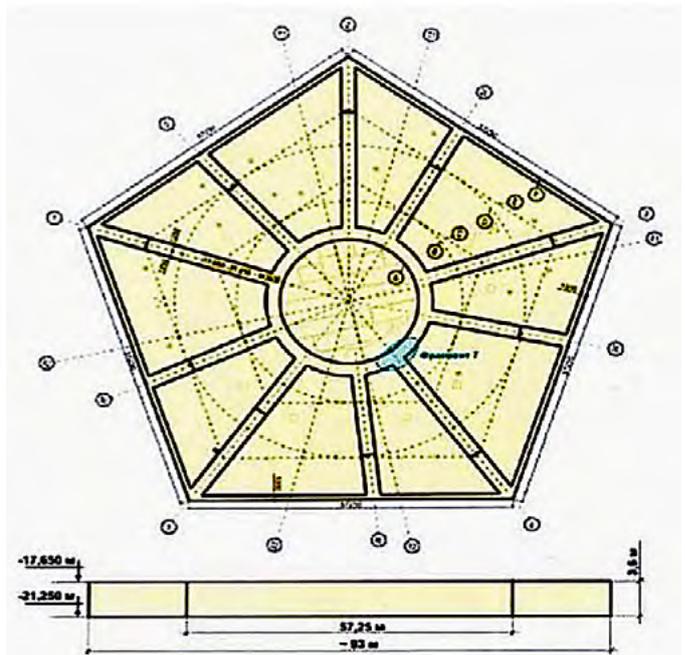


Рис. 2. Схема нижней плиты фундамента башни «Лакhta-центр»

– вторая очередь: средняя часть фундамента объемом около 15,5 тыс. м³, включающая монолитные конструкции железобетонных стен из бетона класса по прочности на сжатие В80 и железобетонное перекрытие толщиной 0,4 м из бетона класса по прочности на сжатие В60;

– третья очередь: верхняя монолитная железобетонная плита толщиной 2 м и объемом около 10,5 тыс. м³ из бетона класса по прочности на сжатие В80.

Нижняя монолитная пятиугольная железобетонная плита коробчатого фундамента (рис. 2) опирается на железобетонную подготовку на отметке –21,25 м, верх плиты – на отметке –17,65 м. Плита запроектирована из бетона класса по прочности на сжатие В60; марки по водонепроницаемости W12 и марки по морозостойкости F150. Армирование нижней фундаментной плиты осуществляется рабочей арматурой А500С диаметром 32 мм.

Бетонирование фундаментной плиты осуществлялось непрерывно на всю высоту конструкции с транспортированием и равномерной укладкой смеси по всей площади от основания плиты кверху с перемещением фронта укладки смеси по вертикали [4].

В целях уменьшения экзотермии бетона класса В60 предусматривалось, что бетонная смесь должна обладать низким энергетическим потенциалом и иметь расход портландцемента не более 360 кг/м³, в пересчете на клинкер с содержанием трехкальциевого алюмината в количестве не более 8%. Бетонная смесь, доставляемая на площадку, должна иметь температуру в диапазоне от +5 до +15°С [5].

Бетонирование густоармированной конструкции нижней фундаментной плиты осуществлялось с использованием самоуплотняющейся бетонной смеси с подвижностью в диапазоне от 60 до 65 см. Особое внимание было уделено температурному режиму при наборе прочности бетонной смеси. Бетон должен обладать минимальной экзотермией и замедленной в раннем возрасте кинетикой твердения в нормальных температурно-влажностных условиях. Выдерживание бетона в конструкции осуществлялось в условиях, предотвращающих термическую усадку, с обеспечением

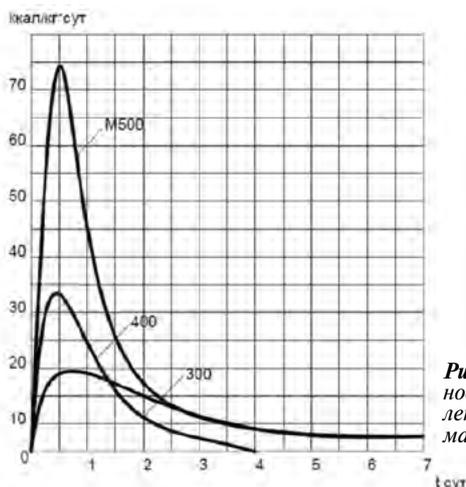


Рис. 3. Интенсивность тепловыделения различных марок цемента

скорости остывания бетона в ядре плиты не более 2–3°C в сутки и перепадом температуры между зонами, имеющими общую границу по высоте плиты, 20 °С.

На основании технико-экономической оценки схем строительства высотных зданий и в целях обеспечения защиты от атмосферных осадков и обеспечения регламентированных требований к температурному режиму выдерживания бетона, а также для комфортной организации работ над всем фронтом бетонирования конструкции плиты был смонтирован шатер, под которым обеспечивался требуемый температурный режим прогрева. Так как все несущие конструкции стен и перекрытий выполняются из монолитного железобетона, после перемещения тепляка на следующий этаж внутри помещений продолжается обогрев для поддержания положительной температуры [6].

Максимальная интенсивность тепловыделения наблюдается в первую неделю (7 дней). При этом интенсивность тепловыделения и общее количество тепла (ккал/(кг·сут)) зависят от марки и типа цемента (рис. 3).

Для управления температурным режимом использовались теплогенераторы с регулируемой мощностью. Контроль температурного режима твердения в нижней фундаментной плите производился при помощи автоматизированной системы, разработанной на основе использования датчиков температуры, которые устанавливались в разных зонах бетонированной плиты: в ядре и на периферии конструкции на трех высотных отметках, а также в верхней зоне плиты на участках, где располагаются стены коробчатого фундамента. За сутки до начала бетонирования конструкции днище плиты и арматурные каркасы прогревались до температуры от +3 до +5°C.

Основными способами обеспечения термической трещиностойкости конструкции являются:

- рациональная укладка бетонной смеси в фундаментную плиту, способствующая минимизации градиента температурных полей в массиве, обусловленных экзотермией твердеющего бетона;
- снижение энергетического потенциала бетонной смеси и, соответственно, удельной экзотермии на единицу объема монолитной конструкции.

Расчет тепловыделения бетона плиты включает в себя:

1. Определение исходных данных:

- бетон класса В60 W12 F150;
- размеры фундаментной плиты: высота 3,6 м, площадь $F=5639 \text{ м}^2$, объем $V=20,3 \text{ тыс. м}^3$;

- расход портландцемента марки 500 (Ц) составляет 360 кг/м^3 ;
 - средняя плотность бетонной смеси принята $C_6=2380 \text{ кг/м}^3$;
 - удельная теплоемкость бетона принимается равной $c_6=1,05 \text{ кДж/(кг·°C)}$;
 - температура бетонной смеси, $t_{6,c.} = +20^\circ\text{C}$.
2. Определение модуля поверхности:

$$M_n = F/V = (2 \cdot 5639 + 5 \cdot 3,6 \cdot 57,25) / (5639 \cdot 3,6) = 0,61 \text{ м}^{-1}, \quad (1)$$

где M_n – модуль поверхности, м^{-1} ; F – площадь поверхности конструкции, открытой для ее высыхания, м^2 ; V – объем конструкции, м^3 .

Значение модуля поверхности $M_n = 0,61 \text{ м}^{-1}$ показывает, что конструкция относится к массивным железобетонным фундаментам согласно СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01–2003».

3. Определение коэффициента теплопередачи поверхностей, через которые происходят потери тепла.

3.1. Коэффициент теплопередачи открытой поверхности фундаментной плиты (K_1):

$$K_1 = 1 / (1/\alpha + \sum \delta_i/\lambda_i), \quad (2)$$

где α – коэффициент теплопередачи у открытой поверхности фундаментной плиты, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$. При скорости ветра, равной 3 м/с, $\alpha = 14,97 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$, тогда:

$$K_1 = 1 / (1/14,97) = 15 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}).$$

3.2. Коэффициент теплопередачи бетонной подготовки (K_2):

$$K_2 = 1 / (1/\alpha + \sum \delta_i/\lambda_i),$$

где α – коэффициент теплопередачи у поверхности бетонной подготовки, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$, который при скорости ветра, равной 0 м/с, составит $\alpha = 3,77 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$, тогда:

$$K_2 = 1 / (1/3,77) = 3,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}).$$

3.3. Коэффициент теплопередачи закрытой поверхности фундаментной плиты (K_3):

$$K_3 = 1 / (1/\alpha + \sum \delta_i/\lambda_i),$$

где α – коэффициент теплопередачи у закрытой поверхности фундаментной плиты, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$, значение которого при скорости ветра, равной 0 м/с, составит $\alpha = 3,77 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$, тогда:

$$K_3 = 1 / (1/3,77) = 3,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}).$$

3.4. Приведенный коэффициент теплопередачи (K):

$$K = (K_1 \cdot F_1 + K_2 \cdot F_2 + K_3 \cdot F_3) / (F_1 + F_2 + F_3). \quad (3)$$

Подставив, значения, найденные в п.п. 3.1–3.3, получим:
 $K = (15 \cdot 5639 + 3,7 \cdot 1030,5 + 3,7 \cdot 5639) / (5639 + 1030,5 + 5639)$;
 $K = 8,9 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$.

4. Температура бетонной смеси к началу выдерживания ($t_{н.в.}$):

$$t_{н.в.} = t_{н.в.}^{cp} - \Delta t_{max} / 2, \quad (4)$$

где $t_{н.в.}^{cp}$ – средняя температура наружного воздуха, °С; для Санкт-Петербурга средняя температура наружного воздуха в марте составляет $-1,5^\circ\text{C}$; Δt_{max} – перепад высокой и низкой температуры; для Санкт-Петербурга $\Delta t_{max} = 18,7^\circ\text{C}$. Получим:

$$t_{н.в.} = -1,5 - 18,7/2 = -10,9^\circ\text{C}.$$

5. Снижение температуры бетонной смеси при транспортировании и перегрузках (Δt_{tp}):

$$\Delta t_{tp} = (t_{6,c.} - t_{н.в.}) \cdot (0,0025 \cdot \tau_{tp} + 0,032n), \quad (5)$$

где τ_{tp} – температура подогретой бетонной смеси до начала транспортирования, °С, которая принята равной 45°C ; n – количество перегрузок, равное 2.

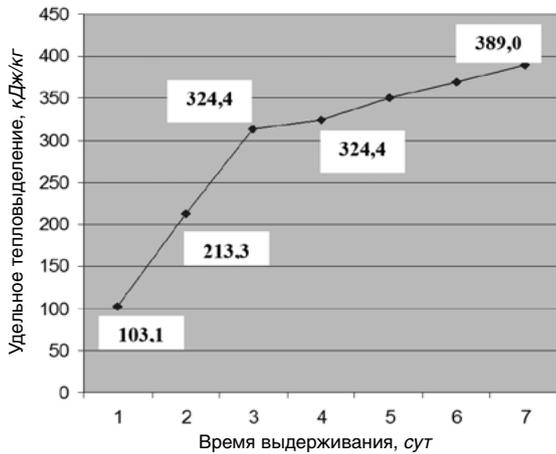


Рис. 4. График изменения величины удельного тепловыделения при твердении массива фундамента

$$\Delta t_{\text{пр}} = (20 - (-10,9)) \cdot (0,0025 \cdot 45 + 0,032 \cdot 2) = 5,4^{\circ}\text{C}.$$

6. Температура бетонной смеси к началу ее укладки в опалубку составит ($t_{\text{ну}}$):

$$t_{\text{ну}} = 20 - \Delta t_{\text{пр}} = 20 - 5,4 = 14,6^{\circ}\text{C}. \quad (6)$$

7. Снижение температуры смеси за время укладки ($\Delta t_{\text{укл}}$):

$$\Delta t_{\text{укл}} = (t_{\text{ну}} - t_{\text{н.в.}}) \cdot \tau_{\text{пр}} \cdot \Delta t_{\text{цикл}}, \quad (7)$$

где $\Delta t_{\text{цикл}}$ – продолжительность цикла укладки, ч, $\Delta t_{\text{цикл}} = 0,003$.

$$\Delta t_{\text{укл}} = (14,6 - (-10,9)) \cdot 45 \cdot 0,003 = 3,4^{\circ}\text{C}.$$

8. Температура бетона к началу выдерживания:

$$t_{\text{бн}} = t_{\text{ну}} - \Delta t_{\text{укл}} = 14,6 - 3,4 = 11,2^{\circ}\text{C}. \quad (8)$$

9. Зная температуру бетонной смеси перед укладкой ее в конструкцию, а также вид и марку цемента, определяем его тепловыделение, которое составит $\Theta = 46,7$ кДж/кг.

10. Расчет температурного режима бетонной конструкции.

Каждые 12 ч следует определять температуру твердеющего бетона, сопоставляя теплосодержание бетона к началу расчетного периода плюс тепловыделение цемента (левая часть уравнения) с температурами бетона и окружающей среды (правая часть уравнения):

$$C_6 \cdot c_6 \cdot (t_{\text{бн}} - t_{\text{ок}}) + \Omega \cdot \Theta = \tau \cdot 3,6 \cdot K \cdot M_{\text{п}} \cdot (t_{\text{бн}} - t_{\text{нв}}). \quad (9)$$

Определим теплосодержание бетона за первые 12 часов выдерживания ($Q_{0-12}^{\text{тс}}$):

$$Q_{0-12}^{\text{тс}} = C_6 \cdot c_6 \cdot (t_{\text{бн}} - t_{\text{ок}}) + \Omega \cdot \Theta; \quad (10)$$

$$Q_{0-12}^{\text{тс}} = 2380 \cdot 1,05 \cdot 11,2 + 500 \cdot 46,7 = 51176 \text{ кДж}.$$

Определим теплотери за первые 12 ч выдерживания ($Q_{0-12}^{\text{тп}}$):

$$Q_{0-12}^{\text{тп}} = \tau \cdot 3,6 \cdot K \cdot M_{\text{п}} \cdot (t_{\text{бн}} - t_{\text{нв}}); \quad (11)$$

$$Q_{0-12}^{\text{тп}} = 12 \cdot 3,6 \cdot 8,9 \cdot 0,61 \cdot (11,2 - (-10,9)) = 5105,3 \text{ кДж}.$$

Результаты расчетов тепловыделения бетона фундаментной плиты

Таблица 1

№ этапа	Продолжительность, ч	Теплотери за период, кДж	Теплосодержание бетона, кДж	Температура бетона к концу выдерживания, °C	Средняя температура бетона, °C	Удельное тепловыделение, кДж/кг
1	12	$Q_{0-12}^{\text{тп}}=5105,3$	$Q_{0-12}^{\text{тс}}=51176$	18,3	14,8	$\Theta_1=103,1$
2	24	$Q_{12-24}^{\text{тп}}=13603,8$	$Q_{12-24}^{\text{тс}}=97602,6$	33,6	26	$\Theta_2=213,3$
3	48	$Q_{24-48}^{\text{тп}}=41305,6$	$Q_{24-48}^{\text{тс}}=190628,2$	59,7	46,7	$\Theta_3=314$
4	72	$Q_{48-72}^{\text{тп}}=98380,5$	$Q_{48-72}^{\text{тс}}=306318,7$	83,2	71,5	$\Theta_4=324,4$
5	168	$Q_{72\text{сут}}^{\text{тп}}=305812,4$	$Q_{72\text{сут}}^{\text{тс}}=402450,6$	38,7	60,9	$\Theta_5=389$

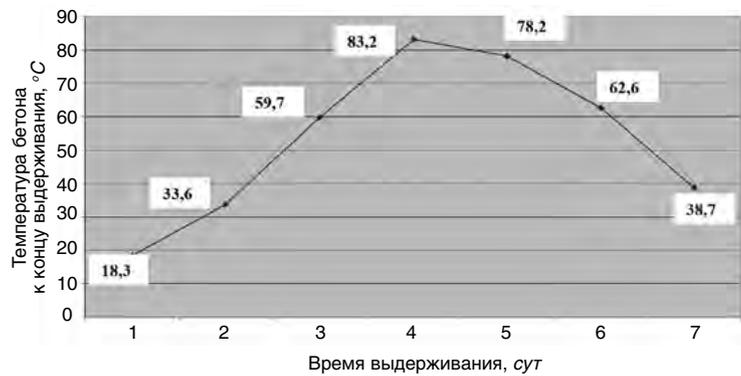


Рис. 5. График изменения температуры твердения бетона

Результаты расчетов поэтапного удельного тепловыделения бетона фундаментной плиты представлены в табл. 1.

Представим полученные данные в виде графиков (рис. 4, 5), по которым можно судить о том, что твердение бетонного массива идет со значительным повышением температуры и уже на третьи сутки достигает своего максимума. Удельное тепловыделение бетона столь значительно, что может привести к существенному трещинообразованию.

Чтобы не допустить возникновения трещинообразования фундаментной плиты, необходимо сделать расчет термонапряженного состояния, на основании которого дать рекомендации по выдерживанию конструкции.

Расчет термонапряженного состояния фундаментной плиты производился согласно СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий».

Термофизические характеристики бетона:

– коэффициент теплопроводности $\lambda_6 = 2,3 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$;

– удельная теплоемкость бетона $c_6 = 1,05 \text{ кДж}/(\text{кг} \cdot ^{\circ}\text{C})$.

Значения тепловыделения бетона фундаментной плиты представлены в табл. 2.

Таким образом, значение максимального тепловыделения для данного состава бетона равно:

$$Q_{\text{max}} = 151127 \text{ кДж}/\text{м}^3 = 41430 \text{ ккал}/\text{м}^3.$$

Согласно СП 41.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений», приняты следующие деформативные характеристики бетона В60: модуль упругомгновенных деформаций бетона, функции релаксации и температур, а также коэффициент теплопередачи с поверхности бетона.

Верхняя поверхность фундаментной плиты считается выходящей в шатер-теплек зимой. Наличие теплоизоляции учитывалось в расчетах ведением приведенного коэффициента теплопередачи с поверхности бетона:

$$K_{\text{пр}} = 1/(1/\alpha + R), \quad (12)$$

где α – коэффициент теплопередачи с открытой поверхности бетона; R – термическое сопротивление теплоизоляции.

Таблица 2

Тепловыделение бетона фундаментной плиты

Время выдерживания бетона, т, сут	Тепловыделение бетона фундаментной плиты, Q, кДж/м³	Примечания
3	96940	Выдерживание бетона производилось при следующих условиях: 1) изотермический режим: – при 20°C; 2) адиабатический режим: – при t0 = 10°C
7	116567	
28	127049	
90	136037	
180	144268	
360	151127	

В свою очередь, R равняется сумме термических сопротивлений отдельных слоев теплоизоляции:

$$R = \sum \delta_i / \lambda_i, \quad (13)$$

где δ_i – толщина i-го слоя теплоизоляции; λ_i – коэффициент теплопроводности i-го слоя.

Согласно СП 41.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений»:

$\alpha_1 = 20$ ккал/(м²·ч·°C) = 24 Вт/(м²·°C) – коэффициент теплоотдачи с открытой поверхности бетона (наружный воздух);
 $\alpha_2 = 10$ ккал/(м²·ч·°C) = 24 Вт/(м²·°C) – внутри шатра (теплек);
 $\alpha_3 < 10$ ккал/(м²·ч·°C); α_3 – значение приведенного коэффициента теплопередачи, учитывающее использование на поверхности бетона теплоизоляции.

В расчетах используется теплоизоляционный материал типа «Этафон» с коэффициентом теплопроводности:

$$\lambda = 0,03 \text{ Вт/(м·°C)}.$$

Рассматривается средний участок бетонированного блока фундаментной плиты без перфораций и технологических отверстий. В рамках одномерной задачи расчетная схема фундаментной плиты представлена в виде длинного блока, высота которого 3,6 м (рис. 6). Для определения термонапряженного состояния с помощью МКР необходимо разбить

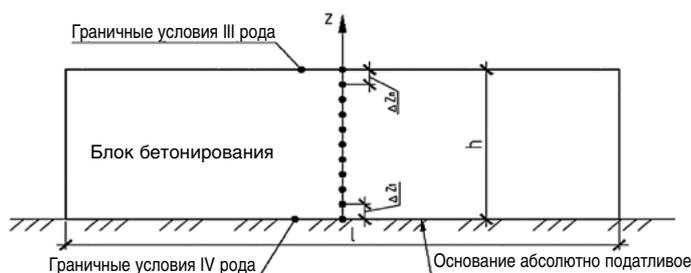


Рис. 6. Расчетная схема МКР плиты фундамента

сетку по высоте с шагом 0,3 м (в результатах расчетов будут представлены значения температур, напряжений и модулей мгновенных деформаций в 12 точках) и по времени с шагом 24 ч для определения температурных полей и 1 ч для определения термонапряжений.

Определение значений напряжений и температур в каждой точке конечно-разностной сетки координат выполняется на каждые сутки начиная с первых по шестидесятые. В алгоритм программы для задания временного интервала исчисления вводится необходимое количество часов. Для данного расчета начальная температура бетонной подготовки под фундамент и грунта задана равной 5°C.

За основу расчета взята программа, разработанная в Санкт-Петербургском политехническом университете, под названием «TERM», которая написана на языке программирования Basic.

Для устройства массивных конструкций фундаментов высотных зданий необходим комплекс организационно-технологических решений, включающих в себя: защиту массива фундамента путем устройства тепляка совместно с теплоизоляцией, а также расчет и контроль температурного режима твердения фундаментной плиты в целях обеспечения трещиностойкости.

Список литературы

- Колчеданцев Л.М., Осипенкова И.Г. Особенности организационно-технологических решений при возведении высотных зданий // *Жилищное строительство*. 2013. № 9. С. 1–3.
- Волков С.В., Шведов В.Н. Влияние организационно-технологических решений на уровень качества строительства и безопасность возводимых зданий // *Известия вузов. Строительство*. 2014. № 2. С. 32–39.
- Колчеданцев Л.М., Волков С.В., Дроздов А.Д. Организация строительной площадки для возведения высотных зданий при размещении приобъектного бетонного узла // *Жилищное строительство*. 2015. № 2. С. 38–43.
- Колчеданцев Л.М., Волков С.В. Организационно-технологические решения по транспортированию бетонной смеси к месту бетонирования конструкций высотных зданий // *Жилищное строительство*. 2015. № 11. С. 21–26.
- Волков С.В., Шведов В.Н. Обоснование способа прогрева и выдерживания бетона при возведении высотных зданий в условиях низких температур // *Известия вузов. Строительство*. 2014. № 9–10. С. 29–38.
- Волков С.В., Волкова Л.В. Техничко-экономическая оценка организационно-технологических схем строительства жилых объектов по рыночным показателям // *Вестник гражданских инженеров*. 2014. № 1. С. 66–73.

References

- Kolchedantsev L.M., Osipenkova I.G. Features of organizationno-technological decisions in case of construction of high rise buildings. *Zhilishchnoe Stroitelstvo* [Housing Construction]. 2013. No. 9, pp. 1–3. (In Russian).
- Volkov S.V., Shvedov V.N. Influence of organizational and technological decisions on the quality level of construction and safety of the built buildings. *Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo*. 2014. No. 2, pp. 32–39. (In Russian).
- Kolchedantsev L.M., Volkov S.V., Drozdov A.D. The organization of a building site for construction of high rise buildings in case of placement of a priobjektny concrete node. *Zhilishchnoe Stroitelstvo* [Housing Construction]. 2015. No. 2, pp. 38–43. (In Russian).
- Kolchedantsev L.M., Volkov S.V. Organizational and technological decisions on transportation of concrete mix to the place of concreting of designs of high rise buildings. *Zhilishchnoe Stroitelstvo* [Housing Construction]. 2015. No. 11, pp. 21–26. (In Russian).
- Volkov S.V., Shvedov V.N. Reasons for a method of warming up and keeping of concrete in case of construction of high rise buildings in the conditions of low temperatures. *Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo*. 2014. No. 9–10, pp. 29–38. (In Russian).
- Volkov S.V., Volkova L.V. Tekhniko-ekonomicheskaya an assess-ment of organizational and technological schemes of construction of residential objects on market indicators. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2014. No. 1, pp. 66–73. (In Russian).

УДК 624.1

С.А. КРИВЧУН¹, инженер (skrivchun@gmail.com), Е.А. КРИВЧУН¹, магистр;
М.И. БАЖЕНОВ², канд. техн. наук, В.А. АЛЕКСЕЕВ², инженер,
А.И. ХАРЧЕНКО², канд. техн. наук, И.Я. ХАРЧЕНКО², д-р техн. наук

¹ Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (129337, г. Москва, Ярославское ш., 26)
² ЗАО «ИНГЕОСТРОЙ» (109147, г. Москва, ул. М. Калитниковская, 7)

Структура и свойства грунтобетонных массивов на основе наномодифицированных микроцементов

Использование тонкодисперсных минеральных вяжущих позволяет решать широкий спектр задач в геотехнике. При формировании грунтобетонов, образованных обработкой грунтов тонкодисперсными минеральными вяжущими, на этапе гидратации вяжущего происходит его переход в коллоидное состояние с дальнейшей кристаллизацией в порах грунта. При этом на высокие прочностные показатели грунтобетона влияет большое количество факторов: химико-минералогический и гранулометрический составы исходного вяжущего, технологические параметры приготовления пропиточных композиций. Повысить эффективность таких вяжущих можно путем выбора технологических параметров и внедрения новых эффективных способов активации: ультразвуковой и активации в аппаратах вихревого слоя.

Ключевые слова: тонкодисперсные вяжущие, композиционные вяжущие, микроцементы, геотехника, подземное строительство.

S.A. KRIVCHUN¹, Engineer (skrivchun@gmail.com), E.A. KRIVCHUN¹, Master;
M.I. BAZHENOV², Candidate of Sciences (Engineering), V.A. ALEKSEEV², Engineer,
A.I. KHARCHENKO², Candidate of Sciences (Engineering), I.Ya. KHARCHENKO², Doctor of Sciences (Engineering)
¹ National Research Moscow State University of Civil Engineering (26, Yaroslavskoye Shosse, 129337, Moscow, Russian Federation)
² ZAO «INGEOSTROY» (7, M. Kalitnikovskaya Street, 109147, Moscow, Russian Federation)

Structure and Properties of Soil-Concrete Blocks on the Basis of Nano-Modified Micro-Cements

The use of fine-disperse mineral binders makes it possible to solve a wide range of problems in geotechnics. When forming soil-concretes formed by treatment of soils with fine-disperse mineral binders, at the stage of binder hydration, its transition to the colloid state with further crystallization in soil pores takes place. In this case, a large number of factors including chemical-mineralogical and granulometric compositions of the initial binder, technological parameters of the preparation of impregnating compositions, impact on the high strength factors of the soil concrete. Improve the efficiency of such binders is possible by selection of technological parameters and introduction of new efficient methods for activation – ultrasonic activation and activation in apparatus of a sound layer.

Keywords: fine-disperse binders, composite binders, micro-cements, geotechnics, underground construction.

В настоящее время при освоении подземного пространства в условиях плотной городской застройки для инъекционного закрепления грунтов наряду с «традиционными» составами на основе силикатных гелей и полимерных смол активно внедряются и замещают их пропиточные композиции на основе тонкодисперсных минеральных вяжущих (ОТДМВ). Данная тенденция обусловлена прежде всего существенными недостатками «традиционных» составов: неудовлетворительная технологичность, неоднородность формируемых грунтобетонных массивов, низкая прочность грунта после пропитки, высокая стоимость, ограниченная долговечность и надежность в процессе эксплуатации, негативное влияние на окружающую среду при производстве работ и эксплуатации. Наряду с этим тонкодисперсные минеральные вяжущие позволяют эффективно решать различные геотехнические задачи, связанные с освоением подземного пространства городских территорий, закреплением грунтов, обеспечивают их устойчивость при различных агрессивных воздействиях, позволяют управлять процессом твердения в условиях низких положительных и отрицательных температур. Основными двумя вопросами

в технологии закрепления грунтов ОТДМВ, требующими рассмотрения, являются: управление процессом структурообразования и повышение эффективности работы таких вяжущих.

Анализ мирового рынка строительных материалов показал, что эффективным решением задачи получения тонкодисперсных минеральных вяжущих является использование воздушной сепарации предварительно размолотых минеральных компонентов с последующей их гомогенизацией. Вместе с тем представляются перспективными для получения ОТДКВ способы ультразвуковой (US-, PUS-) активации минеральных компонентов в изопропаноле или в иных инертных по отношению к компонентам жидких средах; способы активации с использованием аппаратов вихревого слоя (ABC); использование активных минеральных добавок с заданной дисперсностью и химико-минеральным составом, вводимых в ОТДКВ, полученных вышеперечисленными способами.

Управление процессами структурообразования и свойствами ОТДКВ заключается в образовании в результате гидратации суспензий с достаточным содержанием колло-

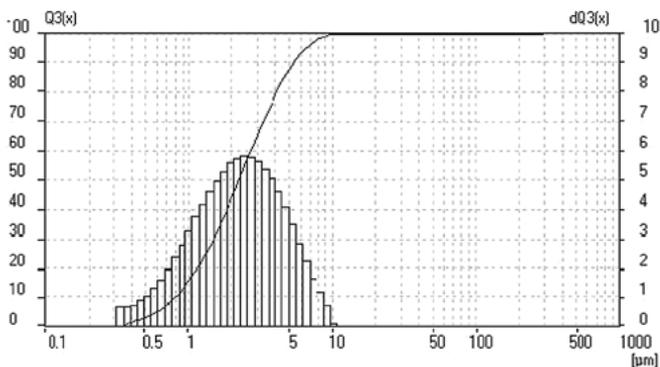


Рис. 1. Гранулометрический состав ОТДКВ

идных и наночастиц и получением соответствующего эффекта. Ранее полагалось, что повышенная проницаемость суспензий ОТДКВ и высокая прочность грунтовых массивов, обработанных ими (20–35 МПа при значительном В/Ц = 1–5) обусловлены растворением частиц с образованием коллоидных растворов и соответствующим механизмом структурообразования в порах грунта. Результаты последних исследований показали, что ранее предложенный механизм требует корректировки. В реальных условиях применения ОТДКВ суспензии находятся в активаторах в среднем 30 мин (обычно не более 1,5 ч). В ходе проведенной серии экспериментов наблюдалось изменение гранулометрического распределения частиц, для предотвращения флокуляции использовались как ультразвуковое (US-) воздействие, так и противифлокулирующие добавки. Было установлено, что в первые 2 ч после начала гидратации характерный показатель d_{95} понижается в среднем на 10%. Общее изменение показателей гранулометрического распределения в сторону уменьшения говорит об эффективном образовании коллоидных и наночастиц.

С практической точки зрения лишь частичный переход суспензии в коллоидный раствор не является препятствием для решения поставленных геотехнических задач. ОТДКВ имеет достаточно высокие показатели дисперсности и низкую вязкость пропиточных композиций, что позволяет осуществлять инъектирование в грунты различного размера (как средние, крупные песчаные, так и мелкие) без нарушения их природной структуры с дальнейшим твердением в капиллярно-поровом пространстве. При этом именно за счет коллоидной фазы и наночастиц достигается эффект аномально высокой прочности грунтобетонных массивов при водовязущем соотношении, находящемся в диапазоне 1–5.

В качестве исследуемых пропиточных суспензий для уплотнения и упрочнения структуры грунта рассматривались особо тонкодисперсные минеральные композиции с различным весовым соотношением компонентов, содержащих в своем составе минералы портландцементного клинкера, аморфный кремнезем, алюмосиликаты кальция, гидроксид кальция и сульфат кальция. Основные компоненты представленных ОТДКВ «Интроцем-Ультра», «Интроцем-Экстра», «ПФС+» являются продуктами отечественного производства, которые были разработаны в рамках реализации программы импортозамещения специальных строительных материалов. Дисперсность вяжущих оценивалась по критерию d_{85} менее 5 мкм, с контролем гранулометрического состава по величинам d_{10} и d_{50} (табл. 1). С целью выполнения сравнительного анализа свойств ин-

Таблица 1

Диаметр зерен (мкм) особо тонкодисперсных композиционных минеральных вяжущих

Зерновой состав, %	Интроцем-Ультра	Интроцем-Экстра	Mikrodur R-X	ПФС+
d_5	0,432	0,552	0,594	0,62
d_{10}	0,689	0,8	0,811	0,95
d_{20}	0,979	1,12	1,144	1,601
d_{50}	1,678	1,91	2,254	2,608
d_{85}	3,897	4,452	4,612	4,925
d_{95}	5,501	6,401	6,512	7,163
d_{100}	8,61	10,864	10,867	13,688

Таблица 2

Химический состав ОТДКВ

Наименование оксидов	Интроцем-Ультра	Интроцем-Экстра	Mikrodur R-X
	Содержание оксидов, %		
CaO	43,02	40,39	38,18
SiO ₂	32,08	27,59	24,29
Al ₂ O ₃	9,93	13,38	15,65
SO ₃	–	4,58	5,09
MgO	4,39	3,62	3,08
Na ₂ O	0,312	2,34	3,05

екционных смесей и грунтобетонных массивов, приготовленных на основе ОТДКВ «Интроцем», применялось особо тонкодисперсное вяжущее «Mikrodur R-X», которое на основании анализа результатов многолетнего опыта практического применения отличается наиболее высоким уровнем технологичности и надежности.

Основными требованиями к ОТДКВ для применения по технологии пропиточной инъекции являются низкая условная вязкость, высокая стабильность и седиментационная устойчивость суспензий при заданных В/В соотношениях и ожидаемых прочностных показателях затвердевших грунтобетонных массивов.

Для определения вязкости использовался стандартный для ОТДКВ метод истечения из вискозиметра Марша 0,946 мл. Результаты исследований показали, что для значений В/В = 4 и более вязкость суспензии ОТДКВ изменяется в незначительных пределах. Условная вязкость воды по вискозиметру Марша – 28 с при температуре 20°C. Для значений В/В = 4 и ниже вязкость суспензии ОТДКВ значительно возрастает пропорционально снижению В/В, что приводит к снижению проникающей способности композиций и возникающему эффекту «отфильтровывания» в месте инъектирования. Для эффективного применения ОТДКВ и получения значительных прочностей грунтобетонных массивов необходимо использование В/В соотношений в диапазоне 2–4, поэтому целесообразно уменьшение вязкости суспензий.

Для уменьшения вязкости были выбраны суперпластификатор «С-3» и поликарбоксилатный гиперпластификатор Sika ViscoCrete 225. Было установлено, что эффективная зона работы «С-3» находится в диапазоне до 0–1,5% (рис. 2). Дальнейшее увеличение расхода пластификатора «С-3» не сопровождается снижением вязкости, однако приводит к увеличенному водоотделению в течение 1 ч (неподвижная суспензия). Эффективный диапазон использования

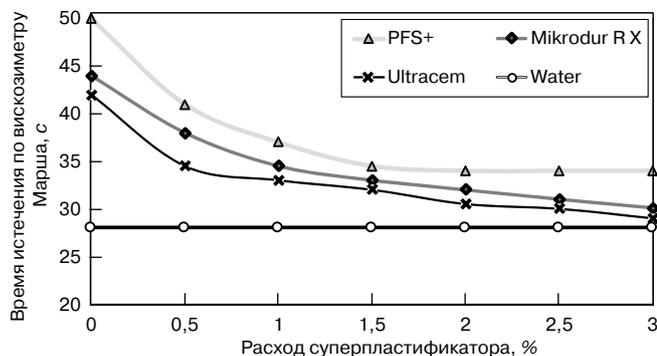


Рис. 2. Влияние расхода суперпластификатора «С-3» на условную вязкость ОТДКВ, $V/B = 2$

поликарбоксилатных пластификаторов для применения с ОТДКВ от 0,05 до 1,0%. При этом при концентрации 0,5% наблюдается оптимальная вязкость, а также эффект повышенной седиментационной устойчивости суспензии даже при высоких V/B отношениях (4 и более) по сравнению с контрольной суспензией ОТДКВ без добавки.

Известное для обычных бетонов явление значительного замедления скорости набора прочности при введении пластификаторов не играет существенной роли в случае с грунтобетонами. Грунтобетоны, полученные с использованием пластификаторов и без, имеют разницу в прочности в возрасте 5; 7 сут менее 5%. Возможное замедление за счет введения пластификаторов компенсируется повышенным качеством структуры грунтобетонов и минимизацией возможных дефектов в местах с повышенной плотностью грунта.

Седиментационная устойчивость и стабильность ОТДКВ зависит главным образом от гранулометрического состава, флокуляционной активности. Наряду с введением пластифицирующих добавок на данные технологические характеристики можно влиять с помощью выбора типа смесителей и продолжительности и интенсивности перемешивания. Для приготовления суспензий ОТДКВ использовались лопастные и миксерные смесители с частотой вращения 200–5000 об/мин, а также производственные модифицированные смесители типа РМ с лопастными и турбинными насадками со скоростью вращения от 200 до 3000 об/мин; время перемешивания составляло от 15 до 300 с. Установлено, что оптимальное время перемешивания суспензий составляет 3–4 мин при скорости лабораторных смесителей миксерного типа 3000 об/мин. Сопоставление лабораторных данных с результатами испытаний на производственном оборудовании РМ показало корреляцию значений седиментационной устойчивости суспензий, получаемых при таком же времени перемешивания на турбинных смесителях с частотой вращения 1000 об/мин и лопастных смесителях с частотой вращения 3000 об/мин.

Для получения более детальной информации о процессах структурообразования, происходящих в поровом пространстве грунта, в частности на границе раздела вяжущее–поверхность поры, были применены методы РФА, рентгенофлуоресцентного анализа, сканирующей микроскопии. Было установлено, что в порах происходит формирование кристаллических конгломератов-сростков, состоящих как из продуктов гидратации вяжущего, так и из продуктов взаимодействия вяжущего с микрочастицами на поверхности частиц грунта, образующих поры. Продукты взаимодействия для ОТДКВ типа «Интроцем» и «Mikrodur»

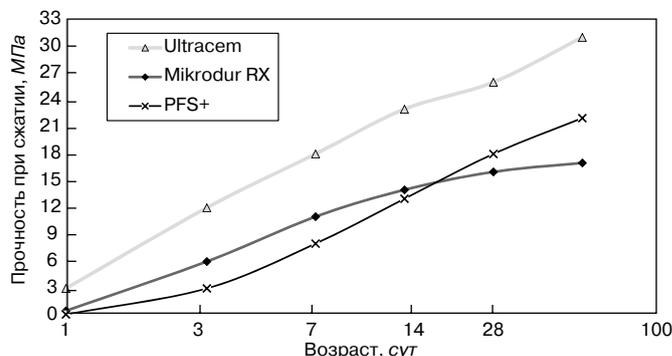


Рис. 3. Кинетика набора прочности грунтобетона после пропитки инъекционной смесью на основе ОТДКВ, $V/B = 2$; расход «С-3» – 1%

представлены прежде всего в виде продуктов гидратации портландцементного клинкера и C–S–H фазы. Для ОТДКВ «ПФС+» характерно преобладание первичного этtringита в полученной структуре.

Исследование процесса структурообразования внутри объема пор и на границе фаз показало различие как в продуктах гидратации, так и в самой структуре. Прежде всего это связано с различием потенциальной энергии на границе раздела и внутри объема поры, возникающая по причине того, что в первом случае молекулы, помещенные в грунт, контактируют с молекулами поверхности пор отличной химической природы – в глубине поры взаимодействие молекул ОТДКВ происходит с себе подобными. Ключевую роль на развитие процесса структурообразования играют нано- и коллоидные частицы вяжущего размером 10^{-9} – 10^{-7} м, имеющие высокую удельную поверхность порядка 200–400 м²/г и понижающие энергетический порог начала образования кристаллогидратов из раствора клинкерных минералов ОТДКВ. Таким образом, данные частицы являются центрами кристаллизации, из которых в короткие сроки на границе раздела ОТДКВ – поверхность поры формируются трехмерные кристаллические зародыши, имеющие склонность к быстрому росту за счет перекристаллизации и коагуляции.

Состав контактного слоя зависит также от физико-химической активности компонентов грунта. Исследование поверхности различных грунтов: кислых – с содержанием $SiO_2 = 65\%$ (гранит, гранулит, пироксеновый кварцевый порфир); промежуточных – с содержанием $SiO_2 = 52$ – 65% (авгито-порфир) и основных – с содержанием $SiO_2 = 52\%$ (диабаз, базальт, выветренный базальт), а также кварц, альбит, ортоклаз и карбонатные горные породы (доломит, доломитизированный известняк), показало, что в начальные сроки основные породы связывают больше извести, чем кислые.

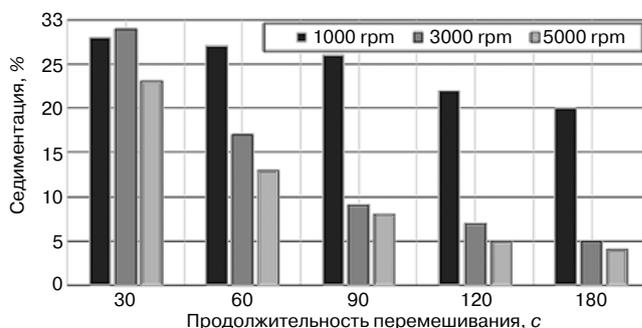


Рис. 4. Влияние продолжительности и интенсивности перемешивания суспензии на основе ОТДКВ на седиментационную устойчивость

На термограммах образцов наблюдаются эндотермические эффекты при температуре 100–120°C, которые указывают на удаление слабосвязанной адсорбционной и частично гидратной воды из сульфоалюминатной фазы. Процессы дегидратации в этом интервале температуры сопровождаются наиболее значительной потерей массы, которая фиксируется на кривой TG. Эндозффект в интервале температуры 840–860°C, отмеченный на термограммах, отражает дегидратацию кальцита. Экзотермический эффект при температуре 910–920°C обычно относят к гидратации тоберморитов. Проведенный ДТА подтвердил результаты рентгенофазового анализа.

На основе полученных данных можно сделать вывод, что уплотнение и упрочнение грунтовых массивов, происходящее в результате обработки их инъекционными композициями ОТДКВ, достигается за счет совместной работы исходного скелета грунта, практически не нарушаемого и дополнительно скрепляемого в ходе обработки и затвердевшего в капиллярно-поровом пространстве ОТКДВ, полученного полученному грунтобетону сплошную структуру.

Технико-экономическая эффективность применения композиций на основе ОТДКВ по технологии пропиточной инъекции обусловлена низкой по сравнению с «традиционными» химическими способами закрепления грунта стоимостью, минеральная основа ОТДКВ обеспечивает высокую экологичность и долговечность получаемого результата. Кроме того, возможность с помощью ОТДКВ получать грунтобетоны высокой прочности позволяет рассматривать такие массивы как конструктивные части сооружений.

Выводы.

1. При приготовлении инъекционных смесей с использованием ОТДКВ в начальный период происходит образование суспензии с высоким содержанием коллоидных и наночастиц. При этом растворению в большей степени подвержены частицы, находящиеся в диапазоне менее d10–d50 (ок. 2,5 мкм) на гранулометрических кривых. Уменьшение диаметров частиц за этот период составляет 10–15%.

Список литературы

1. Ржаницын Б.А. Химическое закрепление грунтов в строительстве. М.: Стройиздат, 1986. 264 с.
2. Ибрагимов М.Н., Семкин И.И. Закрепление грунтов инъекцией цементных растворов. М.: АСВ, 2012. 256 с.
3. Панченко А. И., Харченко И. Особо тонкодисперсное минеральное вяжущее «Микродур»: свойства, технология и перспективы использования // *Строительные материалы*. 2005. № 10. С. 76.
4. Баженов М.И., Харченко А.И., Харченко И.Я. Технологические особенности применения особо тонкодисперсного вяжущего Микродур в геотехническом строительстве // *Строительные материалы*. 2012. № 10. С. 65.
5. Исаева Ю.В., Величко Е.Г., Касумов А.Ш. Оптимизация структуры сверхлегкого цементного раствора с учетом геометрических и физико-механических характеристик компонентов // *Строительные материалы*. 2015. № 8. С. 84.
6. Harcenko, I., Harcenko A., Plak H. Neue Einsatzmöglichkeiten für den Feinstzement «Mikrodur» // *Internationale Baustofftagung*. 20–23 Sept. 2006. Weimar, BRD, 2006, pp. 2–1469.

2. После затвердевания инъекционной смеси в поровом пространстве грунта формируется грунтобетонный массив с прочностью при сжатии до 20 МПа и выше, что обеспечивается совместной работой структурных элементов грунта, затвердевшего в его порах и капиллярах цементного камня, а также новообразований по внутренней поверхности капиллярно-пористой структуры как единого структурно-целостного материала, свободного от внутренних дефектов.

3. Для повышения эффективности работы ОТДКВ и получения пропиточных композиций, отвечающих требованиям по технологичности, целесообразно применение суперпластификатора типа «С-3» (оптимальный расход 1%). Перемешивание в высокооборотистых смесителях (3000 об/мин) в течение 3–4 мин.

4. Методами РФА, ДТА, рентгенофлуоресцентного анализа, сканирующей микроскопии установлено, что в процессе структурообразования образуются кристаллы гидроалюмината кальция, гидроксида кальция, гидросульфалюмината и гидросульфогидроксида кальция, а также гелевая структура, в которой дисперсионной фазой являются субмикрочастицы гидросиликатов кальция, при этом объяснена решающая роль коллоидных частиц ОТДКВ в происходящих процессах и высокая прочность грунтобетонов.

5. Установлено, что свойства разработанных инъекционных смесей на основе ОТДКВ типа «Интроцем» и «Mikrodur R-X», а также прочность при сжатии грунтобетона на их основе не имеют принципиальных различий. Это позволяет рекомендовать использование технологии «Mikrodur» для практического применения ОТДКВ типа «Интроцем» при освоении подземного пространства в условиях плотной городской застройки.

6. Инъекционное закрепление грунта с применением ОТДКВ может обеспечить повышение несущей способности оснований зданий и сооружений, в которых грунтобетонный массив можно рассматривать в качестве самостоятельного конструктивного элемента фундамента, что позволяет эффективно использовать подземное пространство застроенных территорий.

References

1. Rzhanicin B.A. Himicheskoe zakreplenie gruntov v stroitelstve [Chemical grouting in the construction industry]. Moscow: Stroyizdat. 1986. 264 p.
2. Ibragimov M.N. Semkin I.I. Grouting injection of cement mortars [Zakreplenie gruntov inekciej cementnyh rastvorov]. Moscow: ASV. 2012. 256 p.
3. Panchenko A.I., KHarchenko I.Ya. Especially fine mineral knitting «Mikrodur»: properties, technology and prospects of use. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2005. No. 10, pp. 76. (In Russian).
4. Bazhenov M.I., Kharchenko A.I., Kharchenko I.Ya. Technological Features of Application of an Especially Fine Disperse Binder Mikrodur in Geotechnical Construction. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2012. No. 10, pp. 65. (In Russian).
5. Isaeva Yu.V., Velichenko E.G., Kasumov A.Sh. Structure Optimization of Ultra-Light Cement Mortar with Due Regard for Geometrical and Physical and Mechanical Characteristics of Components. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2015. No. 8, pp. 84 (In Russian).
6. Harcenko, I., Harcenko A., Plak H. Neue Einsatzmöglichkeiten für den Feinstzement «Mikrodur». *Internationale Baustofftagung*. 20–23 Sept. 2006. Weimar, BRD, 2006, pp. 2–1469.

УДК 624.05

В.Д. ДЕМИН, главный инженер проекта (mail@dev-city.ru),
К.В. КОЗЛОВ, заместитель начальника отдела АПП (mail@dev-city.ru)
ООО НПЦ «Развитие города» (129090, Москва, просп. Мира, 19, стр. 3)

Основные задачи обеспечения объектов капитального строительства инженерной инфраструктурой

Для своевременного контроля за обеспеченностью объектов капитального строительства инженерной инфраструктурой Комплексом градостроительной политики города Москвы ведется системная работа по мониторингу строительства объектов инженерной инфраструктуры и взаимодействию застройщиков, действующих на территории города с сетевыми ресурсо-снабжающими организациями. В статье рассмотрены основные задачи, стоящие перед органами исполнительной власти в процессе контроля за обеспеченностью объектов капитального строительства инженерной инфраструктурой, отмечены основные проблемные вопросы, возникающие при координации инвестиционно-строительной деятельности городских ресурсоснабжающих организаций и застройщиков, а также меры, предпринимаемые для их решения. Рассматриваются как законодательные основы деятельности органов местного самоуправления в рамках основных мероприятий по мониторингу технологического присоединения объектов капитального строительства к инженерным сетям (в том числе анализ и согласование инвестиционных программ эксплуатирующих организаций и организация информационного взаимодействия между департаментами города Москвы), так и основные аспекты ежедневной оперативной работы по выявлению и решению проблем, возникающих при технологическом присоединении объектов к инженерным сетям, в том числе внедрение автоматизированных информационных систем и проведение регламентных совещаний с участием всех заинтересованных сторон.

Ключевые слова: инженерная инфраструктура, градостроительство, технологическое присоединение, контроль, планирование, информационные системы, мониторинг.

V.D. DEMIN, Design Chief Engineer, (mail@dev-city.ru),
K.V. KOZLOV, Deputy Head of Automated Design Department (mail@dev-city.ru)
ООО NPTS "City Development" (19, bldg. 3, Mira Avenue, 129090, Moscow, Russian Federation)

Main Problems of Providing Capital Construction Objects with Engineering Infrastructure

To control timely the provision of capital construction objects with engineering infrastructure, the Complex of urban policy and construction of Moscow conducts the system work for monitoring of construction of engineering infrastructure objects and interaction of developers acting on the territory of the city with network resource-supplying organizations. The article considers main challenges facing the executive power bodies in the process of controlling the provision of capital construction objects with engineering infrastructure, notes the problematic issues encountered in the coordination of the investment-construction activity of city resource-supplying organizations and developers as well as measures taken to solve them. Both the legislative basis of the activity of local self-government bodies in the framework of main activities related to the monitoring of technological connection of capital construction objects to the engineering networks (including the analysis and coordination of investment programs of operating organizations, and organization of information interaction among the Departments of Moscow) and main aspects of daily operative work aimed at identifying and solving the problems that arise in the course of technological connection of objects to the engineering networks including the introduction of automated information systems and conduction of regular meeting with the participation of all interested parties are considered.

Keywords: engineering infrastructure, urban development, technological connection, control, planning, information systems, monitoring.

К важнейшим задачам при строительстве объектов на территории Москвы относится присоединение объектов к инженерным сетям городских ресурсоснабжающих организаций.

В последние годы Москва значительно улучшила свои позиции в рамках международных сравнений и рейтингов, в том числе связанных с градостроительным развитием [1–3]. В частности, по индикатору «Подключение к системе электроснабжения» рейтинга Doing Business Москва за последний год переместилась со 143-го на 29-е место.

Особая актуальность проблемы своевременного обеспечения объектов капитального строительства инженерной инфраструктурой обусловлена тем, что в настоящее время происходит переход от старой практики подключе-

ния объектов к инженерным сетям силами застройщика к практике заключения договоров на технологическое присоединение, при которой работы по подключению объектов к инженерным коммуникациям осуществляются сетевыми ресурсоснабжающими (эксплуатирующими) организациями [4–6]. При этом плата за технологическое присоединение определяется согласно техническим условиям и тарифу, установленному уполномоченным органом исполнительной власти в области государственного регулирования тарифов (в случае, когда объект строится на территории Москвы, таким органом является Департамент экономической политики и развития города Москвы). В данных обстоятельствах одной из наиболее частых задач, возникающих при возведении объектов капитального строительства, является согласование сроков

строительства зданий и коммуникаций, обеспечивающих данные здания такими ресурсами, как водоснабжение, водоотведение, ливневое водоотведение, теплоснабжение и электроснабжение. Из-за несогласованности нередко происходит перенос плановых сроков ввода объектов в эксплуатацию, который влечет за собой как экономические, так и социальные негативные последствия. Фактически на сегодняшний день существует проблема отсутствия синхронности действий застройщиков и городских регулируемых ресурсоснабжающих организаций, при которой по одним объектам, возводимым на территории Москвы, существует значительное отставание в сроках строительства сетей от плановых сроков ввода объектов в эксплуатацию, а по другим – строительство сетей идет с опережающими темпами, что может быть как положительным, так и отрицательным фактором, т. е. может вести к простаиванию построенных инженерных сетей до момента завершения физических работ по возведению зданий [7, 8].

При этом особое внимание следует уделять готовности магистральных сетей к моменту врезки и их прокладки, в случае, когда они входят в состав технических условий (ТУ).

Причиной отставания в сроках строительства инженерных коммуникаций может быть как нерациональное планирование работ ресурсоснабжающей организацией, так и несвоевременное обращение заказчика строительства в сетевую организацию с заявкой на заключение договора технологического присоединения.

Порядок разработки и утверждения программы комплексного развития систем коммунальной инфраструктуры, инвестиционных программ организаций коммунального комплекса и тарифов на подключение к системе коммунальной инфраструктуры установлен Федеральным законом Российской Федерации № 210-ФЗ от 30 декабря 2004 г. «Об основах регулирования тарифов организаций коммунального комплекса», который введен в действие с 1 января 2006 г. В соответствии с Законом 210-ФЗ под системами коммунальной инфраструктуры понимается совокупность производственных и имущественных объектов, в том числе трубопроводов, линий электропередачи и других объектов, используемых в сфере электро-, тепло-, водоснабжения, водоотведения и очистки сточных вод, расположенных (полностью или частично) в границах территорий муниципальных образований.

Под программой комплексного развития систем коммунальной инфраструктуры муниципальных образований в Законе № 210-ФЗ понимается программа строительства и (или) модернизации систем коммунальной инфраструктуры, которая обеспечивает развитие этих систем и объектов в соответствии с потребностями жилищного и промышленного строительства, повышение качества производимых для потребителей товаров (оказываемых услуг), улучшение экологической ситуации на территории муниципального образования [9, 10].

В полномочия органов государственной власти субъектов Российской Федерации включены:

- согласование производственных программ организаций коммунального комплекса;
- установление системы критериев, используемых для определения доступности для потребителей товаров и услуг организаций коммунального комплекса;

– установление тарифов на товары и услуги коммунального комплекса;

– привлечение соответствующих организаций для проведения экспертизы обоснованности проектов производственных программ, проверки обоснованности расчета соответствующих им тарифов, а также для определения доступности для потребителей товаров и услуг организаций коммунального комплекса.

Таким образом, законодательной основой обеспечения объектов капитального строительства инженерной инфраструктурой с 2004 г. служит документ, в соответствии с которым разрабатываются и согласовываются органами исполнительной власти инвестиционные программы (ИП). Контроль ИП относится к прямым полномочиям органов местного самоуправления. В Москве задача контроля многократно усложняется из-за масштабов строительства (на период 2016–2017 гг. запланировано к вводу более 1200 объектов капитального строительства, без учета объектов улично-дорожной сети, метрополитена и инженерной инфраструктуры).

В связи с вышеизложенным одной из важнейших задач Комплекса градостроительной политики города Москвы является контроль за синхронизацией сроков строительства возводимых объектов и инженерной инфраструктуры.

Для решения текущих вопросов Департаментом градостроительной политики (ДГП) как организацией, ответственной за разработку городской политики Москвы в сфере градостроительства, а также по обеспечению ее реализации, ведется регулярная работа по систематизации и комплексному анализу обеспеченности объектов капитального строительства инженерной инфраструктурой. Все проекты, предусмотренные к реализации с целью подключения объектов капитального строительства к инженерным коммуникациям, должны быть отражены в инвестиционных программах эксплуатирующих организаций, в связи с чем Департаментом градостроительной политики выполняются следующие мероприятия.

1. Анализ инвестиционных программ эксплуатирующих организаций коммунального комплекса города Москвы на предмет их соответствия задачам, стоящим перед Комплексом градостроительной политики Москвы. Согласно Порядку согласования, утверждения и контроля за реализацией инвестиционных программ субъектов электроэнергетики на территории города Москвы, Департамент градостроительной политики участвует в согласовании и утверждении инвестиционных программ субъектов электроэнергетики. Также ДГП города Москвы в пределах своей компетенции проверяет проект инвестиционной программы организации коммунального комплекса на предмет соответствия городским задачам в сфере градостроительной политики, направляет соответствующее заключение в течение десяти рабочих дней с момента получения проекта инвестиционной программы в орган исполнительной власти г. Москвы в области государственного регулирования тарифов.

В связи с тем, что после заключения договора на технологическое присоединение информация о мероприятиях, запланированных к реализации в рамках данного договора, должна появиться в соответствующем разделе ИП, производимый анализ позволяет ответить на вопрос, учтены ли мероприятия, направленные на подключение городских строительных объектов, при планировании



Схема формирования и согласования инвестиционных программ ресурсоснабжающих организаций

инвестиционной деятельности каждой из организаций жилищно-коммунального комплекса. В случае если информация о необходимом мероприятии отсутствует либо срок реализации мероприятия в инвестиционных программах не соответствует планируемому сроку ввода объекта в эксплуатацию, соответствующее замечание передается в эксплуатирующую организацию для оперативного внесения изменений в инвестиционную программу. При этом, если корректировка невозможна, Департаментом принимается решение о проведении совещания с участием всех заинтересованных сторон для рассмотрения возможности решения проблемы либо переноса ввода объекта в эксплуатацию на более поздний срок. Основной сложностью, возникающей при осуществлении контроля за технологическим присоединением объектов на основании инвестиционных программ, является низкая частота их обновления (один раз в полугодие), что не позволяет оперативно отслеживать ситуацию по вновь заключаемым договорам на технологическое присоединение.

Также существует необходимость контроля за полным и своевременным исполнением мероприятий, предусмотренных инвестиционными программами, в связи с чем для оперативного контроля хода выполнения проектов ИП силами консалтинговой организации НПЦ «Развитие города» ведется мониторинг хода реализации инвестиционных программ, по итогам которого осуществляется подготовка аналитических отчетов, включающих выявление проблемных объектов капитального строительства и подготовку предложений по мероприятиям, необходимым для своевременного технологического присоединения, без которого невозможен ввод объектов в эксплуатацию.

Схема взаимодействия организаций, участвующих в процессе согласования ИП эксплуатирующих организаций, отражена на рисунке.

2. Организация информационного взаимодействия между органами исполнительной власти. В соответствии с Соглашением об информационном взаимодействии между Департаментом градостроительной политики города Москвы и Департаментом топливно-энергетического хозяйства города Москвы (ДепТЭХ), заключенным 15.08.2014 г., организован автоматизированный обмен данными между вышеназванными департаментами с использованием Информационно-аналитической системы управления градостроительной деятельностью (ИАС УГД).

В рамках Соглашения Департамент градостроительной политики в режиме реального времени передает в Департамент топливно-энергетического хозяйства сведения об объектах, планируемых к вводу на территории Москвы с перспективой на трехлетний период, формируемые на основании Адресной инвестиционной программы города Москвы и Адресного перечня объектов капитального строительства, планируемых к вводу. Департамент топливно-энергетического хозяйства передает в ДГП сведения о документах на технологическое присоединение по данным объектам, получаемые от ресурсоснабжающих организаций. Таким образом, организованное информационное взаимодействие позволяет оперативно получать информацию по следующим основным вопросам, возникающим на отдельных этапах жизненного цикла заявки на технологическое присоединение:

- подана ли застройщиком заявка на получение технических условий (ТУ) и договоров на технологическое присоединение в ресурсоснабжающую организацию (РСО);
- рассмотрена ли ресурсоснабжающей организацией поступившая заявка в сроки, определенные регламентом;
- соответствует ли плановая дата подключения объекта к сетям ресурсоснабжающей организации планируемому сроку ввода объекта капитального строительства в эксплуатацию;

- исполнены ли ресурсоснабжающей организацией обязательства в соответствии со сроками, определенными договором технологического присоединения.

Постоянный мониторинг и оперативное принятие решений по вопросам, возникающим на каждом из данных этапов, позволяют предвидеть и своевременно устранять значительную часть возможных проблем, возникающих в процессе подключения объектов капитального строительства к инженерным сетям. Необходимо отметить, что информация, получаемая в рамках взаимодействия, может служить не только для выявления проблемных вопросов, но и для оптимизации планирования сетевыми компаниями своей инвестиционно-строительной деятельности.

Например, по объекту «Жилая застройка по адресу: п. Московский, в районе Тепличного комбината № 1, ЖК «1 Московский город-парк», кв. 2, мкр. 1» с планируемым сроком ввода в I квартале 2016 г. договор на технологическое присоединение к сетям электроснабжения был заключен 09.01.2013 г., при этом плановая дата подключения объекта к сетям электроснабжения, определенная ПАО «МОЭСК», была запланирована на 27.02.2017 г. Оперативные совместные действия органов исполнительной власти Москвы, застройщика и ресурсоснабжающей организации позволили осуществить подключение объекта 21.12.2015 г., что помогло избежать переноса планового срока ввода застройки 9 корпусов общей площадью более 198 тыс. м² на более поздний период.

Тем не менее существуют проблемы, до сих пор не позволяющие в полной мере автоматизировать процесс синхронизации сроков ввода объектов капитального строительства и подключения их к сетям. В первую очередь к помощи «ручного» труда специалистам департаментов и их подведомственных структур приходится прибегать на этапе взаимоувязки объектов капитального строительства и документов на технологическое присоединение. Суть проблемы состоит в том, что если адрес объекта в перечне объектов капитального строительства формируется на основании градостроительной документации, то форма «адреса объекта присоединения» при подаче заявки в ресурсоснабжающую организацию ничем не регламентирована, при этом не существует унифицированного общегородского идентификатора объекта, что ведет к тому, что фактически происходит взаимоувязка двух информационных массивов, не имеющих общих полей. Для того чтобы осуществить первичную «ручную привязку» документа на технологическое присоединение к объекту капитального строительства, силами НПЦ «Развитие города» разработан программный инструмент, посредством которого специалист на основании анализа семантических (таких, как адрес объекта, тип объекта, наименование заявителя и т. д.) и картографических данных об объекте принимает решение об увязке документа на технологическое присоединение и объекта капитального строительства.

Второй немаловажной проблемой является то, что по значительной части объектов, планируемых к вводу в трехлетний период, заявки на получение ТУ и заключение договоров ТП подавались до заключения Соглашения об информационном взаимодействии и даже до внедрения в некоторых из ресурсоснабжающих организациях информационных систем учета заявок на ТП. В связи с этим

часть документов на технологическое присоединение до сих пор существует только в бумажном виде, что делает затруднительным представление информации в полном объеме и влечет за собой появление неохваченных объектов, а соответственно и недостоверной информации о фактическом состоянии работ по подключению объектов к инженерным сетям. Проблема усугубляется тем, что в настоящее время в некоторых из РСО существует множество филиалов, разрозненность информации в которых также не позволяет наладить системную работу по автоматизированной передаче информации о заключенных договорах ТП в полном объеме.

Особенно актуальны обе проблемы для объектов, планируемых к вводу на территории ТиНАО (Новая Москва): во-первых, вследствие того, что многие возводимые объекты находятся на территориях, которые по градостроительной документации в отличие от территорий «старой Москвы» невозможно привязать к определенной улице, владению или району застройки; а во-вторых, технологическое присоединение на этих территориях часто происходит не к сетям основных городских ресурсоснабжающих организаций (таких, как ПАО «МОЭК», ПАО «МОЭСК», АО «Мосводоканал» и ГУП «Мосводосток»), а к небольшим местным ресурсоснабжающим организациям, а также РСО второго уровня, с которыми у ДепТЭХ и его подведомственной организации, ответственной за информационное взаимодействие с РСО, нет соглашения об автоматизированном информационном обмене.

Третьей важной проблемой организованного информационного взаимодействия является отсутствие в ДепТЭХ информации об объектах, по которым подключения к сетям ресурсоснабжающих компаний не требуется из-за наличия собственных мощностей или других причин.

Для решения данных проблемных вопросов в НПЦ «Развитие города» по заказу ДГП осуществляется комплексная работа с заказчиками, инвесторами, застройщиками, а также префектурами административных округов города Москвы по сбору, систематизации и верификации информации о наличии документов на технологическое присоединение, его состоянии, а также по выявлению в ходе строительства проблемных вопросов и подготовке предложений по их решению. На основании аналитической информации, представляемой НПЦ «Развитие города», Департаментом градостроительной политики принимается решение о необходимости вынесения данных объектов на рассмотрение в рамках соответствующих регламентных совещаний.

Таким образом, на сегодняшний день можно говорить о том, что Департаментом градостроительной политики города Москвы осуществляется комплекс мер, направленных на оперативное решение проблем, связанных с подключением объектов капитального строительства к инженерным коммуникациям, а также ведется работа по совершенствованию и автоматизации методов сбора информации для координации деятельности всех участников инвестиционно-строительного процесса. При этом существует ряд проблемных вопросов, вызывающих необходимость постоянного профессионального контроля и координации процесса строительства зданий и объектов инженерной инфраструктуры. На каждом из этапов работ по систематизации и комплексному анализу данных об инженерном обеспечении объектов капитального строи-

тельства инженерной инфраструктурой НПЦ «Развитие города» осуществляет системную аналитическую работу по всем объектам капитального строительства на трехлетний период, включая мониторинг хода реализации инвестиционных программ ресурсоснабжающих организаций, мониторинг хода строительства объектов инженерной инфраструктуры, включенной в АИП города Москвы, а также ведет постоянную работу с заказчиками, инвесторами и префектурами АО города Москвы. На основании получаемой информации формируется массив семантических и картографических данных, позволяющих посредством информационно-аналитических систем, используемых Комплексом градостроительной политики Москвы, предвидеть и оперативно решать проблемные вопросы, возникающие в процессе обеспечения объектов капитального строительства инженерной инфраструктурой.

Выводы.

1. Одной из основных задач Комплекса градостроительной политики при контроле за строительством объектов на территории Москвы является мониторинг и оперативное

управление процессом технологического присоединения объектов к инженерным сетям, связанным в первую очередь с координацией деятельности застройщиков и городских ресурсоснабжающих организаций.

2. Для оперативного принятия решений по проблемным вопросам, связанным с обеспечением объектов капитального строительства инженерной инфраструктурой, органами исполнительной власти Москвы осуществляется комплекс мер, направленный на получение достоверной и оперативной информации, помогающей предвидеть и в кратчайшие сроки решить основные проблемные вопросы, возникающие в процессе строительства объектов на территории города. К таким мерам относится анализ и согласование инвестиционных программ ресурсоснабжающих организаций, организация информационного взаимодействия между профильными городскими департаментами, внедрение информационных аналитических систем, а также работа с префектурами, застройщиками, заказчиками строительства, что позволяет эффективно выполнять задачи, связанные с вводом объектов капитального строительства в эксплуатацию.

Список литературы

1. Киевский Л.В., Хоркина Ж.А. Реализация приоритетов градостроительной политики для сбалансированного развития Москвы // *Промышленное и гражданское строительство*. 2013. № 8. С. 54–57.
2. Киевский Л.В., Киевская Р.Л. Влияние градостроительных решений на рынки недвижимости // *Промышленное и гражданское строительство*. 2013. № 6. С. 27–31.
3. Киевский Л.В., Киевский И.Л., Мареев Ю.А. Международные рейтинги городов как критерии градостроительного развития // *Жилищное строительство*. 2015. № 11. С. 3–8.
4. Киевский Л.В. Организационно-технологическое проектирование инвестиционной деятельности в промышленном и жилищном строительстве. Дисс... д-ра техн. наук. Москва. 1993. 399 с.
5. Киевский Л.В. Комплексность и поток (организация застройки микрорайона). М.: Стройиздат, 1987. 136 с.
6. Киевский Л.В. Участие инвесторов в развитии инженерной инфраструктуры // *Жилищное строительство*. 1999. № 5. С. 21–24.
7. Киевский Л.В., Сергеев А.С. Градостроительство и производительность труда // *Жилищное строительство*. 2015. № 9. С. 55–59.
8. Киевский Л.В., Сергеев А.С. Организационные резервы повышения эффективности производства в процессе проектирования и строительства жилых зданий // *Промышленное и гражданское строительство*. 2015. № 8. С. 62–66.
9. Киевский Л.В. *Планирование и организация строительства инженерных коммуникаций*. М.: СВР-АРГУС, 2008. 464 с.
10. Киевский Л.В., Аргунов С.В., Ройтман С.В., Арсеньев С.В. О строительстве городских инженерных сооружений Москвы // *Жилищное строительство*. 2004. № 3. С. 3–7.

References

1. Kievskiy L.V., Horkina G.A. Realization of priorities of urban policy for the balanced development of Moscow. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2013. No. 8, pp. 54–57. (In Russian).
2. Kievskiy L.V., Kievskaya R.L. Influence of town-planning decisions on the markets of real estate. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2013. No. 6, pp. 27–31. (In Russian).
3. Kievskiy L.V., Kievskiy I.L., Mareev Yu.A. International rankings of cities as the criteria for urban development. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction] 2015. No. 11, pp. 3–8. (In Russian).
4. Kievskiy L.V. Organizational and technological design of investment activity in industrial and housing construction. *Doct. Diss. (Engineering)*. Moscow. 1993. 399 p. (In Russian).
5. Kievskiy L.V. *Kompleksnost' i potok (organizatsiya zastroiki mikroraiona)* [The complexity and the flow (organization development of the neighborhood)]. Moscow: Stroyizdat. 1987. 136 p.
6. Kievskiy L.V. Participation of investors in the development of engineering infrastructure. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 1999. No. 5, pp. 21–24. (In Russian).
7. Kievskiy L.V., Sergeev A.S. Town planning and labor productivity. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction] 2015. No. 9, pp. 55–59. (In Russian).
8. Kievskiy L.V., Sergeev A.S. Organizational reserves increase production efficiency in the design and construction of residential buildings. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2015. No. 8, pp. 62–66. (In Russian).
9. Kievskiy L.V. *Planirovanie i organizatsiya stroitel'stva inzhenernykh kommunikatsiy* [Planning and organizing the construction of utilities]. Moscow: SVR-ARGUS. 2008. 464 p.
10. Kievskiy L.V., Argunov S.V., Roitman S.V., Arsen'ev S.V. On the construction of municipal engineering facilities in Moscow. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2004. No. 3, pp. 3–7. (In Russian).

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.

ВНИМАНИЕ! С 1 января 2014 г. изменены требования к оформлению статей. Обязательно ознакомьтесь с требованиями на сайте издательства в разделе «Авторам!»

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 не менее 100 слов 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/>

100+ FORUM RUSSIA

Международный форум
высотного и уникального
строительства



5-7 октября 2016
МВЦ «Екатеринбург-ЭКСПО»

тел.: +7 (343) 35-111-78
e-mail: info@forum-100.ru

**ОБМЕН ОПЫТОМ. НОВЫЕ ДЕЛОВЫЕ КОНТАКТЫ
РОССИЙСКИЕ И ЗАРУБЕЖНЫЕ ЭКСПЕРТЫ**

УЧАСТИЕ В ФОРУМЕ БЕСПЛАТНОЕ. ОТКРЫТА ПРЕДВАРИТЕЛЬНАЯ РЕГИСТРАЦИЯ
www.forum-100.ru

+ ОСНОВНЫЕ ТЕМЫ ДЕЛОВОЙ ПРОГРАММЫ

- + Проектирование высотных зданий и уникальных сооружений
- + Современный урбанизм: тенденции создания комфортного города
- + Освоение подземного пространства мегаполисов
- + Инновации в высотном и уникальном строительстве
- + Мосты и большепролетные сооружения
- + Инженерные системы высотных и уникальных сооружений

При поддержке Минстроя России
Партнер деловой программы - газета "Ведомости»

BakuBuild Azerbaijan



22-я Азербайджанская
Международная Выставка
«Строительство»

19 - 22 Октября 2016
Баку Экспо Центр, Баку, Азербайджан

Для дополнительной информации
www.bakubuild.az



BakuBuild
Azerbaijan

www.facebook.com/Bakubuild

Организаторы



Тел. : +99412 404 10 00
Факс : +99412 404 10 01
E-mail: build@iteca.az

С НАМИ СТРОИТЬ ЛЕГКО!



**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО
подземных частей технически сложных
и уникальных объектов:**

подземные автостоянки;
транспортные развязки;
гидротехнические сооружения

ОГРАЖДЕНИЕ КОТЛОВАНОВ

ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГРУНТОВ

УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

**ВЫПОЛНЕНИЕ РАБОТ
на памятниках истории и архитектуры**



г. Пермь, ул. Кронштадтская, 35 тел.факс: (342) 236 90-70

ИЖЕВСК : : : : : (3412) 56-62-11 МОСКВА : : : : : (495) 643-78-54

КРАСНОДАР : : : : : (861) 240-90-82 САНКТ-ПЕТЕРБУРГ : (812) 923-48-15

КРАСНОЯРСК : : : : : (391) 208-17-15 ТЮМЕНЬ : : : : : (3452) 74-49-75

КАЗАНЬ : : : : : (843) 296-66-61 УФА : : : : : (917) 378-07-48

РОСТОВ-НА-ДОНУ : : (863) 311-36-36 ЧЕЛЯБИНСК : : : : : (351) 223-24-53



ОАО «НЬЮ ГРАУНД»

www.new-ground.ru
info@new-ground.ru

