



ISSN 0044-4472

9'2023

ЖИЛИЩНОЕ

СТРОИТЕЛЬСТВО

научно-технический и производственный журнал

www.rifsm.ru

www.journal-hc.ru

издается с 1958 г.



ИНЖ
ПРОЕКТ
СТРОЙ

MALININ GROUP



(495) 220 10 48

(342) 204 01 15

www.jet-grouting.info

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. (812) 339 35 87

Факс (812) 339 36 25

e-mail: info@georeconstruction.ru

www.georeconstruction.ru

Учредитель журнала: АО «ЦНИИЭП жилища»
Адрес: Россия, 127434, Москва,
Дмитровское ш., д. 9, стр. 3

Издатель: ООО РИФ «СТРОЙМАТЕРИАЛЫ»
Адрес: 125319, г. Москва, ул. Черняховского,
д. 9, корп. 1, кв. 1

Входит в Перечень ВАК,
государственный проект РИНЦ
и RSCI на платформе Web of Science

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,
АО «ЦНИИЭП жилища» (Москва)

АЗАРОВ В.Н.,
д-р техн. наук (Волгоград)

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

АЛЕКСЕЕВ Ю.В.,
д-р архитектуры, профессор (Москва)

БОДРОВ М.В.,
д-р техн. наук (Нижний Новгород)

ВАВРЕНЮК С.В.,
д-р техн. наук, член-корреспондент
РААСН (Владивосток)

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

ГАГАРИН В.Г.,
д-р техн. наук, член-корреспондент
РААСН (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)

ЛАПИДУС А.А.,
д-р техн. наук, профессор (Москва)

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

ОРЕЛЬСКАЯ О.В.,
д-р архитектуры, член-корреспондент
РААСН, профессор (Нижний Новгород)

ОСИПОВА Н.Н.,
д-р техн. наук (Саратов)

СКОЛУБОВИЧ Ю.Л.,
д-р техн. наук, член-корреспондент
РААСН (Новосибирск)

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

ТАБУНЩИКОВ Ю.А.,
д-р техн. наук, член-корреспондент
РААСН, профессор (Москва)

ТЕР-МАТИРОСЯН А.З.,
д-р техн. наук (Москва)

ТИХОНОВ И.Н.,
д-р техн. наук (Москва)

ФЕДОСОВ С.В.,
д-р техн. наук, профессор,
академик РААСН (Москва)

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.

9'2023

Защита зданий и сооружений от шума

И.Л. ШУБИН, В.П. ГУСЕВ, А.И. АНТОНОВ, В.И. ЛЕДЕНЕВ, И.В. МАТВЕЕВА
Компьютерные расчеты шума при проектировании звукоизолирующих
и звукопоглощающих облицовок в крупногабаритных газоздушных каналах 3

Подземное строительство

Н.С. НИКИФОРОВА, О.А. МАКОВЕЦКИЙ, И.В. БЕССОНОВ, А.В. КОННОВ
Экспериментальные исследования теплофизических свойств грунта,
закрепленного методом струйной цементации 8

С.С. ЗУЕВ, О.А. МАКОВЕЦКИЙ
Оценка напряженно-деформированного массива трещиноватого скального грунта,
модифицированного струйной цементацией 14

А.Г. МАЛИНИН, И.А. САЛМИН, А.Г. КОЛОСОВ
Опытные работы по формированию грунтоцементных элементов в мерзлых грунтах . . . 21

В.М. ПОЛУНИН
Аналитические и численные методы определения напряженного состояния
грунтового массива при решении плоской задачи 27

Н.С. СОКОЛОВ, С.Н. СОКОЛОВ, А.Н. СОКОЛОВ
Практика строительства в особо стесненных условиях 41

Н.М. ОВЧИННИКОВ, И.Л. ГЛАДКОВ, И.Л. БАРТОЛОМЕЙ
Методы ультразвукового контроля качества работ по струйной цементации грунтов 48

Г.О. АНЖЕЛО, В.В. СИДОРОВ, А.Н. ШЕБУНЯЕВ
Особенности расчета инженерной подготовки на территории
с активными тектоническими процессами 53

А.З. ТЕР-МАТИРОСЯН, Р.Х. ЧЕРКЕСОВ, И.О. ИСАЕВ, В.В. РУДЬ
Фактическое значение коэффициента перебора для тоннелей
в дисперсных и скальных грунтах 61

В.В. СИДОРОВ, А.С. АЛМАКАЕВА
Оценка осадки свайно-плитного фундамента в псевдонелинейной постановке 74

Сохранение архитектурного наследия

А.Г. ШАШКИН, В.А. ШАШКИН
Регламентация градостроительной деятельности в Санкт-Петербурге в XVIII–XIX вв.
и ее технические следствия 86

Материалы и конструкции

А.Д. ЖУКОВ, С.И. БАЖЕНОВА, И.В. СТЕПИНА
Оценка адгезионной прочности гидроизоляционной системы 102

Founder of the journal: AO «TSNIEP zhilishcha»
Address: 9/3 Dmitrovskoye Highway, 127434,
Moscow, Russian Federation

Publisher: «STROYMATERIALY»
Advertising-Publishing Firm, OOO
Address: 1, 9 Bldg. 1, Chernyakhovskogo Street,
Moscow, 125319, Russian Federation

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),
AO «TSNIEP zhilishcha» (Moscow)

AKIMOV P.,
Doctor of Sciences (Engineering),
Academician of RAACS (Moscow)

ALEKSEEV Yu.,
Doctor of Architecture, Professor (Moscow)

AZAROV V.,
Doctor of Sciences (Engineering),
(Volgograd)

BODROV M.V.,
Doctor of Sciences (Engineering)
(Nizhny Novgorod)

FEDOSOV S.,
Doctor of Science (Engineering), Professor,
Academician of RAACS (Moscow)

GAGARIN V.,
Doctor of Sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS
(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)

LAPIDUS A.A.,
Doctor of Sciences (Engineering),
Professor (Moscow)

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

ORELSKAYA O.,
Doctor of Architecture, Corresponding
member of RAACS, Professor
(Nizhny Novgorod)

OSIPOVA N.N.,
Doctor of Sciences (Engineering) (Saratov)

SKOLUBOVICH Yu.,
Doctor of Sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS
(Novosibirsk)

SUBBOTIN O.,
Doctor of Architecture (Krasnodar)

TABUNTSCHIKOV Yu.A.,
Doctor of Sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS,
Professor (Moscow)

TER-MARTIROSIAN A.,
Doctor of Sciences (Engineering) (Moscow)

TIKHONOV I.,
Doctor of Sciences (Engineering) (Moscow)

VAVRENJUK S.,
Doctor of sciences (Engineering),
Corresponding member of RAACS
(Vladivostok)

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

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

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

The authors

of published materials are responsible for the accuracy of the submitted information, 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, promotional and illustrative materials are possible only with the written permission of the editor-in-chief.

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

ZHILISHCHNOE STROITEL'STVO

Published since 1958

9'2023

Protection of buildings and structures against noise

I.L. SHUBIN, V.P. GUSEV, A.I. ANTONOV, V.I. LEDENEV, I.V. MATVEEVA
Computer Calculations of Noise in the Design of Sound-Insulating
and Sound-Absorbing Linings in Large-Sized Gas-Air Channels 3

Underground construction

N.S. NIKIFOROVA, O.A. MAKOVETSKIY, I.V. BESSONOV, A.V. KONNOV
Experimental Studies of the Thermo-Physical Properties of Soil Fixed
by the Method of Jet Grouting 8

S.S. ZUEV, O.A. MAKOVETSKIY
Estimation of a Stress-Strain Array of Fractured Rocky Soil Modified by Jet Grouting 14

A.G. MALININ, I.A. SALMIN, A.G. KOLOSOV
Experimental Works on the Formation of Soil-Cement Elements in Frozen Soils. 21

V.M. POLUNIN
Analytical and Numerical Methods for Determining the Stressed State
of a Soil Massif in Solving a Plane Problem 27

N.S. SOKOLOV, S.N. SOKOLOV, A.N. SOKOLOV
The Practice of Construction in Particularly Cramped Conditions 41

N.M. OVCHINNIKOV, I.L. GLADKOV, I.L. BARTOLOMEY
Methods of Ultrasonic Quality Control of Work on Jet Grouting of Soils 48

G.O. ANZHELO, V.V. SIDOROV, A.N. SHEBUNIAEV
Features of the Calculation of Engineering Preparation in the Territory
with Active Tectonic Processes 53

A.Z. TER-MARTIROSIAN, R.H. CHERKESOV, I.O. ISAEV, V.V. RUD
The Actual Volume Loss of Soil Coefficient for Tunnels in Cohesive and Rock Soils 61

V.V. SIDOROV, A.S. ALMAKAEVA
Assessment of Pile-Slab Foundation Settlement in Pseudo Non-Linear Formulation. 74

Preservation of architectural heritage

A.G. SHASHKIN, V.A. SHASHKIN
Reglamentation of Urban Planning Activities in St. Petersburg in the 18th – 19th Centuries
and its Technical Consequences. 86

Materials and structures

A.D. ZHUKOV, S.I. BAZHENOVA, I.V. STEPINA
Evaluation of Waterproofing Systems's Adhesive Strength 102

Editorial address: 9/3, Dmitrovskoye Hwy, 127434, Moscow, Russian Federation

Tel.: (499) 976-22-08; 976-20-36

Email: mail@rifsm.ru

http://www.journal-hc.ru

http://www.rifsm.ru



К 65-летию Игоря Любимовича ШУБИНА

Игорь Любимович Шубин – директор НИИСФ РААСН, д-р техн. наук, член-корр. РААСН, лауреат премии Правительства Российской Федерации в области науки и техники, заслуженный строитель России, заслуженный строитель Московской области, крупный ученый в области совершенствования методов расчета и проектирования акустических экранов и защиты от транспортного шума. С его исследованиями, проводимыми с 1980-х гг. и по настоящее время, связаны прорывные достижения в теории расчета ожидаемого шума в помещениях со звукопоглощающими экранами. Игорь Любимович является автором сотен научных работ, десятков монографий, учебных пособий, изобретений, а также одним из разработчиков ряда уникального испытательного оборудования, успешно используемого в НИИСФ РААСН.

Игорь Любимович, как директор НИИСФ РААСН, активно занимается организационной деятельностью. По его инициативе в НИИСФ РААСН, помимо лабораторий, традиционно проводящих исследования в области строительной физики, за последние пять лет открыты новые лаборатории, расширяющие деятельность института: «Экологическая безопасность и энергоэффективность инженерного оборудования»; «Технологии очистки природных и сточных вод»; «Технологии интенсификации объектов водоснабжения и канализации»; «Строительство, эксплуатация и восстановление трубопроводов водоотведения».

В настоящее время НИИСФ РААСН во главе с И.Л. Шубиным развернул широкий спектр новых и важных в научном и практическом отношении исследований и разработок, определяющих ближние и долгосрочные перспективы решения актуальных проблем строительной отрасли страны.

Редакция журнала «Жилищное строительство», коллеги, ученики сердечно поздравляют Игоря Любимовича Шубина, желают доброго здоровья, благополучия и благодарят за многие годы плодотворного сотрудничества.

УДК 534.6

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-3-7>

И.Л. ШУБИН¹, д-р техн. наук (niisf@mail.ru),
В.П. ГУСЕВ¹, д-р техн. наук (niisf@mail.ru);
А.И. АНТОНОВ^{1,2}, д-р техн. наук (aiant58@yandex.ru),
В.И. ЛЕДЕНЕВ^{1,2}, д-р техн. наук (ledvi46@yandex.ru);
И.В. МАТВЕЕВА², канд. техн. наук (times02@yandex.ru)

¹ Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН (127238, г. Москва, Локомотивный пр., 21)

² Тамбовский государственный технический университет (392000, г. Тамбов, ул. Советская, 106)

Компьютерные расчеты шума при проектировании звукоизолирующих и звукопоглощающих облицовок в крупногабаритных газоздушных каналах

Рассматриваются методы расчета шума в крупногабаритных каналах, разработанные с целью проектирования звукоизолирующих и звукопоглощающих облицовок на стенках канала. Предложены алгоритмы расчета шума и проектирования облицовок. Показаны принципы разработки компьютерных программ по расчету и проектированию защиты от шума крупногабаритных газоздушных каналов с использованием предложенных методов и алгоритмов их реализации.

Ключевые слова: газоздушные каналы, расчет шума в воздуховодах, звукоизолирующие и звукопоглощающие облицовки каналов.

Для цитирования: Шубин И.Л., Гусев В.П., Антонов А.И., Леденев В.И., Матвеева И.В. Компьютерные расчеты шума при проектировании звукоизолирующих и звукопоглощающих облицовок в крупногабаритных газоздушных каналах // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 3–7.

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-3-7>

I.L. SHUBIN¹, Doctor of Sciences (Engineering) (niisf@niisf.ru), V.P. GUSEV¹, Doctor of Sciences (Engineering) (niisf@niisf.ru);
A.I. ANTONOV^{1,2}, Doctor of Sciences (Engineering) (aiant58@yandex.ru), V.I. LEDENEV^{1,2}, Doctor of Sciences (Engineering) (ledvi46@yandex.ru);
I.V. MATVEEVA², Candidate of Sciences (Engineering) (times02@yandex.ru)

¹ Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (21, Lokomotivnyy Driveway, Moscow, 127238, Russian Federation)

² Tambov State Technical University (106, Sovetskaya st., Tambov, 392000, Russian Federation)

Computer Calculations of Noise in the Design of Sound-Insulating and Sound-Absorbing Linings in Large-Sized Gas-Air Channels

The methods of noise calculation in large-sized channels developed for the purpose of designing sound-insulating and sound-absorbing linings on the walls of the channel are considered. Algorithms for noise calculation and cladding design are proposed. The principles of the development of computer programs for the calculation and design of noise protection of large-sized gas-air channels using the proposed methods and algorithms for their implementation are shown.

Keywords: gas-air channels, calculation of noise in air ducts, sound-insulating and sound-absorbing channel linings.

For citation: Shubin I.L., Gusev V.P., Antonov A.I., Ledenev V.I., Matveeva I.V. Computer calculations of noise in the design of sound-insulating and sound-absorbing linings in large-sized gas-air channels. *Zhishchshnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2023. No. 9, pp. 3–7. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-3-7>

В течение нескольких лет в Научно-исследовательском институте строительной физики РААСН выполняются целенаправленные исследования влияния звукоизолирующих и звукопоглощающих облицовок на снижение шума, излучаемого крупногабаритными каналами. При оценке шума, распространяющегося в каналах и в окружающей их внешней среде, используются разработанные авторами методы расчета, подробная информация о которых есть в монографиях [1, 2]. В настоящей статье приведены сведения о разработанных методиках и алгоритмах расчета шума и проектирования облицовок каналов.

В системах вентиляции гражданских и промышленных зданий имеются магистральные крупногабаритные каналы. Каналы при работе вентиляции излучают в окружающее пространство звуковую энергию, создавая большие зоны зашумления вокруг них. Излучение шума происходит через стенки каналов и через их открытые устья. Снижение шума, излучаемого стенками, обеспечивается устройством на них звукоизолирующих покрытий [3], а для уменьшения излучения шума через устья в каналах устраиваются звукопоглощающие облицовки [4].

Методика расчета и проектирования звукоизолирующих облицовок, устраиваемых на крупногабаритных каналах, подробно изложена в статьях [3–7]. Методика проверена путем сравнения расчетных и экспериментальных данных [8]. В статье [9] приведены результаты сравнения для облицовок воздуховодов, выполняемых из материала Flex-ST.

Методика расчета и проектирования звукопоглощающих облицовок, размещаемых внутри каналов, рассмотрена в [4, 10]. В [4] методика рассмотрена для случая, когда в канале имеются повороты, а в статье [10] для случая канала с разветвлениями.

Во всех случаях при проектировании звукоизолирующих и звукопоглощающих облицовок необходимо производить расчеты распространения звуковой энергии внутри каналов, а затем определять требуемую величину снижения шума, излучаемого стенками каналов и их устьями.

Для расчетов шума внутри крупногабаритных каналов в настоящее время авторами на основе статистического энергетического подхода разработаны методы расчета, учитывающие характер отражения звука от внутренних поверхностей канала [11].

При диффузном отражении можно использовать метод оценки распространения шума, подробно изложенный в статье [12]. Численная реализация метода позволяет учесть местоположение звукопоглощающих облицовок в канале и соответственно их влияние на уровни звуковой энергии в канале.

В каналах с металлическими стенками отражение звука от стенок имеет зеркально-диффузный характер. В этом случае для расчета предложена комбинированная расчетная модель, реализующая зеркально-диффузное отражение звука от ограждений [2]. На ее основе разработан комбинированный метод расчета шума в крупногабаритных каналах [13].

Практика применения методов показала, что наиболее приемлем для решения практических задач комбинированный метод, в котором зеркальная составляющая энергии, образующаяся в канале, определяется методом прослеживания лучей, а диффузная энергия – численным статистическим энергетическим методом [13].

Для реализации метода разработана компьютерная программа [14]. Программа использована при проектировании звукоизолирующих и звукопоглощающих облицовок в крупногабаритных газозвуковых каналах [3, 4].

Подробно принципы компьютерного расчета уровней шума в каналах и его распространения в окружающей среде изложены в статье [15]. *Алгоритм расчета применительно к определению требуемой звукоизоляции облицовок стенок канала включает следующие операции:*

1. При известной мощности источника шума и с учетом его местоположения комбинированным методом производится расчет распределения прямой и отраженной энергии внутри канала.

2. При известных значениях прямой и отраженной энергии определяется интенсивность падающей на внутренние поверхности канала звуковой энергии.

3. При известных интенсивности энергии, падающей на стенки канала, и допустимых уровнях звукового давления в расчетных точках пространства, защищаемого от излучаемого каналом шума, производится расчет требуемой звукоизоляции стенок. При этом используется метод расчета распространения шума от канала как от протяженного линейного источника [16].

4. На основе полученных требуемых значений звукоизоляции во всех октавных полосах частот проектировщиком может производиться подбор и конструирование необходимой звукоизолирующей облицовки в соответствии с методиками, изложенными в [3, 5–7], учитывая акустические и динамические характеристики современных облицовок воздуховодов [17–19].

Алгоритм расчета применительно к определению требуемой звукопоглощающей облицовки включает следующие операции:

1. Производится расчет распространения звуковой энергии внутри канала на пути от источника шума до устья канала.

2. Производится расчет излучаемой устьем канала звуковой энергии в расчетных точках окружающего канал пространства.

3. Производится сравнение рассчитанных и допустимых уровней в расчетных точках пространства.

4. На основе результатов сравнения проектировщиками производится подбор и конструирование звукопоглощающих облицовок с учетом их мест размещения в канале в соответствии с методиками, изложенными в [4, 10].

Пример распространения энергии, излучаемой из устья канала, приведен в [20] при оценке зашумления окружающего пространства дымовой трубой тепловой электростанции.

Так как процесс проектирования звукопоглощающих и звукоизолирующих облицовок требует рассмотрения различных вариантов их конструктивного решения и размещения и соответственно многократных повторных расчетов, разработана комплексная компьютерная программа [21], в состав которой входит и программа [14]. В качестве базового языка программирования при разработке программы выбран Visual Basic 6. Он позволяет разрабатывать программ-

ные модули, решающие поставленные перед проектировщиками задачи, в том числе с использованием возможностей объектно-ориентированного программирования.

При разработке комплексной программы реализован принцип модульного программирования. Входящие в нее расчетные модули могут использоваться не только в ее составе, но и применяться в качестве отдельных программных продуктов.

Комплексная программа построена по модульно-блочному принципу. В отдельные блоки выведены универсальные процедуры по формированию цифровой модели объекта, параметров ограждений, заданию акустических и геометрических параметров источника звука. В отдельные блоки объединены расчетные методы на основе геометрического, статистического энергетического и комбинированного подходов. Имеются блоки, организующие проектирование средств снижения шума за счет конструктивных и планировочных методов. Результаты расчета звуковых полей имеют различные способы представления. Основным результатом работы программы является представление сведений о распределении звуковой энергии на объекте в удобной для пользователя форме графиков, таблиц или шумовых карт. В программе имеется возможность загрузки исходных данных из файлов формата MS Excel, а также записи результатов расчета в файлы-шаблоны для формирования отчетов.

Разработанная комплексная компьютерная программа дает возможность выполнения многовариантного проектирования и получения на его основе эффективных проектных решений, отвечающих требованиям по обеспечению необходимого шумового режима.

Использование разработанных компьютерных программ [14, 21], реализующих методики по выбору и проектированию звукоизолирующих и звукопоглощающих облицовок в крупногабаритных каналах, позволяет производить компьютерный анализ эффективности снижения шума различными видами облицовок. В целом их применение показало высокую надежность и эффективность при разработке мер снижения шума за счет выбора на основе многовариантного проектирования наиболее экономичных средств шумоглушения.

Список литературы

1. Антонов А.И., Леденев В.И., Матвеева И.В., Шубин И.Л. Расчеты шума при проектировании шумозащиты в производственных зданиях. Москва; Берлин: Директ-Медиа, 2020. 274 с.
2. Антонов А.И., Леденев В.И., Матвеева И.В., Шубин И.Л. Расчеты шума в гражданских и промышленных зданиях при зеркально-диффузном

References

1. Antonov A.I., Ledenev V.I., Matveeva I.V., Shubin I.L. Raschetny shuma pri proektirovanii shumozashchity v proizvodstvennykh zdanuyakh [Noise calculations in the design of noise protection in industrial buildings]. Moscow-Berlin: Direct-Media. 2020. 274 p. (In Russian).
2. Antonov A.I., Ledenev V.I., Matveeva I.V., Shubin I.L. Raschetny shuma v grazhdanskikh i promyshlennykh

- отражении звука от ограждений. М.: Директмедиа Паблшинг, 2022. 192 с.
3. Антонов А.И., Гречишкин А.В., Гусев В.П., Леденев В.И., Матвеева И.В. Снижение шума газоз воздушных каналов энергетических предприятий звукоизолирующими облицовками // *Приволжский научный журнал*. 2022. № 1 (61). С. 97–103.
 4. Антонов А.И., Гусев В.П., Леденев В.И., Матвеева И.В. Расчет акустической эффективности звукопоглощающих облицовок, размещаемых в крупногабаритных газоз воздушных каналах // *Известия высших учебных заведений. Строительство*. 2021. № 11 (755). С. 83–94. DOI: 10.32683/0536-1052-2021-755-11-83-94
 5. Гусев В.П., Антонов А.И., Леденев В.И., Матвеева И.В. Методика расчета и проектирования звукоизоляции крупногабаритных воздухопроводов вентиляционных систем // *БСТ: Бюллетень строительной техники*. 2020. № 10 (1034). С. 40–41.
 6. Гусев В.П., Сидорина А.В., Антонов А.И., Леденев В.И. Расчет дополнительной звукоизоляции воздухопроводов при устройстве на них многослойных облицовок // *Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности*. 2018. № 3 (375). С. 202–207.
 7. Гусев В.П., Сидорина А.В., Антонов А.И., Леденев В.И. Проектирование звукоизоляции крупногабаритных вентиляционных каналов // *Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности*. 2017. № 2 (368). С. 254–260.
 8. Антонов А.И., Гусев В.П., Жоголева О.А., Леденев В.И. Теоретические и экспериментальные исследования влияния параметров многослойных облицовок на звукоизоляцию газоз воздушных каналов. *Современная наука: теория, методология, практика: Материалы IV Всероссийской национальной научно-практической конференции. Тамбов, 20–21 апреля 2022 года*. Тамбов: Издательство ИП Чеснокова А.В., 2022. С. 86–90.
 9. Антонов А.И., Леденев В.И., Гусев В.П. Сравнительный анализ расчетных и измеренных значений дополнительной звукоизоляции воздухопроводов из пористого материала Flex-ST // *Строительство и реконструкция*. 2018. № 4 (78). С. 76–83.
 10. Антонов А.И., Гусев В.П., Жоголева О.А., Соломатин Е.О. Оценка эффективности снижения шума звукопоглощающими облицовками в крупногабаритных каналах разветвленных газоз воздушных систем // *Приволжский научный журнал*. 2022. № 2 (62). С. 16–24.
 11. Антонов А.И., Леденев В.И., Матвеева И.В., Федорова О.О. Влияние характера отражения звука от ограждений на выбор метода расчета воздушно-го шума в гражданских и промышленных зданиях *zdaniyakh pri zerkal'no-diffuznom otrazhenii zvuka ot ograzhdenii* [Noise calculations in civil and industrial buildings with mirror-diffuse reflection of sound from fences]. Moscow: Directmedia Publishing. 2022. 192 p.
 3. Antonov A.I., Grechishkin A.V., Gusev V.P., Ledenev V.I., Matveeva I.V. Noise reduction of gas-air channels of energy enterprises with sound-proofing linings. *Privolzhsky nauchnyi jurnal*. 2022. No. 1 (61), pp. 97–103. (In Russian).
 4. Antonov A.I., Gusev V.P., Ledenev V.I., Matveeva I.V. Calculation of acoustic efficiency of sound-absorbing linings placed in large-sized gas-air channels. *Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedeni. Stroitel'stvo*. 2021. No. 11 (755), pp. 83–94. (In Russian). DOI: 10.32683/0536-1052-2021-755-11-83-94
 5. Gusev V.P., Antonov A.I., Ledenev V.I., Matveeva I.V. Method of calculation and design of sound insulation of large-sized air ducts of ventilation systems. *BST: Bulletin stroitel'noy tehnicy*. 2020. No. 10 (1034), pp. 40–41. (In Russian).
 6. Gusev V.P., Sidorina A.V., Antonov A.I., Ledenev V.I. Calculation of additional sound insulation of air ducts when installing multilayer linings on them. *Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedeniy. Tekhnologiya Tekstil'noi Promyshlennosti*. 2018. No. 3 (375), pp. 202–207. (In Russian).
 7. Gusev V.P., Sidorina A.V., Antonov A.I., Ledenev V.I. Design of sound insulation of large-sized ventilation ducts. *Izvestiya Vysshikh Uchebnykh Zavedeniy. Tekhnologiya Tekstil'noi Promyshlennosti*. 2017. No. 2 (368), pp. 254–260. (In Russian).
 8. Antonov A.I., Gusev V.P., Zhogoleva O.A., Ledenev V.I. Theoretical and experimental studies of the influence of the parameters of multilayer linings on the sound insulation of gas-air channels. *Modern science: theory, methodology, practice: Materials of the IV All-Russian (national) Scientific and practical Conference*. Tambov: IP Chesnokova A.V. 2020, pp. 86–90. (In Russian).
 9. Antonov A.I., Ledenev V.I., Gusev V.P. Comparative analysis of calculated and measured values of additional sound insulation of air ducts made of porous Flex-ST material. *Stroitel'stvo i rekonstruktciya*. 2018. No. 4 (78), pp. 76–83. (In Russian).
 10. Antonov A.I., Gusev V.P., Zhogoleva O.A., Solomatina E.O. Evaluation of the effectiveness of noise reduction by sound-absorbing linings in large-sized channels of branched gas-air systems. *Privolzhsky nauchnyi jurnal*. 2022. No. 2 (62), pp. 16–24. (In Russian).
 11. Antonov A.I., Ledenev V.I., Matveeva I.V., Fedorova O.O. Influence of the nature of sound reflection from fences on the choice of method for calculating air noise in civil and industrial buildings. *Privolzhsky*

- // Приволжский научный журнал. 2017. № 2 (42). С. 16–23.
12. Гусев В.П., Леденев В.И., Соломатин Е.О. Энергетический метод оценки распространения шума в газозвуковых трактах // *Academia. Архитектура и строительство*. 2010. № 3. С. 230–233.
 13. Гусев В.П., Жоголева О.А., Леденев В.И., Соломатин Е.О. Метод оценки распространения шума по воздушным каналам систем отопления, вентиляции и кондиционирования // *Жилищное строительство*. 2012. № 6. С. 52–54.
 14. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2019614160 РФ. *Расчет звуковых полей в крупногабаритных воздуховодах и на прилегающей территории* / А.И. Антонов, В.И. Леденев, О.А. Жоголева, В.П. Гусев. Заявл. 12.03.2019. Оpubл. 01.04.2019.
 15. Гусев В.П., Жоголева О.А., Леденев В.И. Компьютерный расчет уровней шума при проектировании крупногабаритных газозвуковых каналов // *БСТ: Бюллетень строительной техники*. 2016. № 6 (982). С. 15–17.
 16. Антонов А.И., Леденев В.И., Соломатин Е.О. Расчеты уровней прямого звука от линейных источников шума, располагающихся на промышленных предприятиях и в городской застройке // *Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер.: Строительство и архитектура*. 2013. № 31–1 (50). С. 329–335.
 17. Гусев В.П., Сидорина А.В. Акустические характеристики покрытий на воздуховоды и технологические трубы // *Строительные материалы*. 2015. № 6. С. 35–38.
 18. Гусев В.П., Жоголева О.А., Леденев В.И., Сидорина А.В. Акустические и динамические характеристики эластомерных строительных материалов на основе NBR-каучука // *Строительные материалы*. 2018. № 6. С. 56–61.
 19. Гусев В.П., Сидорина А.В. Изоляция шума воздуховодов систем вентиляции покрытиями с использованием эластомерных и волокнистых материалов // *Строительные материалы*. 2013. № 6. С. 37–40.
 20. Гусев В.П., Леденев В.И., Антонов А.И., Матвеева И.В. Оценка шумового воздействия дымовых труб тепловых электростанций на городскую застройку // *Жилищное строительство*. 2022. № 6. С. 23–28. DOI: 10.31659/0044-4472-2022-6-23-28
 21. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2019611868. Российская Федерация. Комплексная программа по расчету звуковых полей в помещениях и проектированию средств защиты от шума / Антонов А.И., Жоголева О.А., Леденев В.И., Яровая Т.С., Матвеева И.В. Заявл. 22.01.2019. Оpubл. 05.02.2019.
 12. Gusev V.P., Ledenev V.I., Solomatina E.O. Energy method for estimating noise propagation in gas-air tracts. *Academia. Architectura i stroitel'stvo*. 2010. No. 3, pp. 230–233. (In Russian).
 13. Gusev V.P., Zhogoleva O.A., Ledenev V.I., Solomatina E.O. A method for assessing the propagation of noise through the air channels of heating, ventilation and air conditioning systems. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2012. No. 6, pp. 52–54. (In Russian).
 14. Certificate of state registration of the computer program No. 2019614160 Russian Federation. *Calculation of sound fields in large-sized air ducts and on the adjacent territory*. Antonov A.I., Ledenev V.I., Zhogoleva O.A., Gusev V.P. Declared 12.03.2019. (In Russian).
 15. Gusev V.P., Zhogoleva O.A., Ledenev V.I. Computer calculation of noise levels in the design of large-sized gas-air channels. *BST: Bulletin stroitel'noy tehniki*. 2016. No. 6 (982), pp. 15–17. (In Russian).
 16. Antonov A.I., Ledenev V.I., Solomatina E.O. Calculations of direct sound levels from linear noise sources located at industrial enterprises and in urban development. *Izvestiya VolgGASU. Stroitel'stvo i Arhitektura*. 2013. No. 31–1 (50), pp. 329–335. (In Russian).
 17. Gusev V.P., Sidorina A.V. Acoustic characteristics of coatings for air ducts and process pipes. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2015. No. 6, pp. 35–38. (In Russian).
 18. Gusev V.P., Zhogoleva O.A., Ledenev V.I., Sidorina A.V. Acoustic and dynamic characteristics of elastomeric building materials based on NBR rubber. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2018. No. 6, pp. 56–61. (In Russian).
 19. Gusev V. P., Sidorina A. V. Noise isolation of air ducts of ventilation systems by coatings using elastomeric and fibrous materials. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2013. No. 6, pp. 37–40. (In Russian).
 20. Gusev V.P., Ledenev V.I., Antonov A.I., Matveeva I.V. Assessment of the noise impact of chimneys of thermal power plants on urban development. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2022. No. 6, pp. 23–28. (In Russian). DOI: 10.31659/0044-4472-2022-6-23-28
 21. Certificate of state registration of the computer program No. 2019611868 Russian Federation. A comprehensive program for the calculation of sound fields in rooms and the design of noise protection equipment. Antonov A.I., Zhogoleva O.A., Ledenev V.I., Yarovaya T.S., Matveeva I.V. Declared 22.01.2019. Publ. 05.02.2019.

УДК 621.6.072

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-8-13>

Н.С. НИКИФОРОВА¹, д-р техн. наук (n.s.nikiforova@mail.ru); О.А. МАКОВЕЦКИЙ², д-р техн. наук;
И.В. БЕССОНОВ³, канд. техн. наук, А.В. КОННОВ³, канд. техн. наук

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

² Пермский национальный исследовательский политехнический университет (614000, г. Пермь, Комсомольский пр., 29)

³ Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН (127238, г. Москва, Локомотивный пр., 21)

Экспериментальные исследования теплофизических свойств грунта, закрепленного методом струйной цементации

Преобразование слабых грунтовых оснований при строительстве зданий и сооружений в криолитозоне можно рассматривать как конструктивное мероприятие, позволяющее обеспечивать их длительную эксплуатационную пригодность в условиях потепления климата. Инновационным для криолитозоны является закрепление грунта по технологии струйной цементации, в результате применения которой образуется новый материал – грунтоцемент. На данный момент не исследованы теплофизические свойства грунтоцемента, необходимые для прогнозирования термонапряженно-деформированного состояния преобразованных оснований из многолетнемерзлых грунтов в условиях потепления климата. В нормативных документах отсутствуют теплофизические характеристики грунтоцемента, учитывающие грунты в его составе и технологию устройства грунтоцементных элементов. В результате проведенных в НИИСФ РААСН лабораторных испытаний установлены плотность, влажность, водопоглощение и теплопроводность образцов грунтоцемента. Коэффициент теплопроводности λ определялся прибором ИВТП-12, принцип работы которого базируется на диэлектрическом методе измерений свойств веществ. Были впервые установлены характеристики теплопроводности грунтоцемента в талом (λ_{th}) и мерзлом (λ_f) состояниях при различных показателях влажности W и плотности ρ образцов. Для грунтоцемента, полученного в глинистых и песчаных грунтах, построены графики и установлены зависимости теплопроводности грунтоцемента от его плотности.

Ключевые слова: грунтоцемент, струйная технология, многолетнемерзлые грунты, преобразование грунтов, потепление климата, теплофизические характеристики, диэлектрический метод.

Для цитирования: Никифорова Н.С., Маковецкий О.А., Бессонов И.В., Коннов А.В. Экспериментальные исследования теплофизических свойств грунта, закрепленного методом струйной цементации // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 8–13. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-8-13>

N.S. NIKIFOROVA¹, Doctor of Sciences (Engineering) (n.s.nikiforova@mail.ru);
O.A. MAKOVETSKIY², Doctor of Sciences (Engineering); I.V. BESSONOV³, Candidate of Sciences (Engineering),
A.V. KONNOV³, Candidate of Sciences (Engineering)

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

² Perm National Research Polytechnic University (29, Komsomolsky Prospect, Perm, 614000, Russian Federation)

³ Scientific-Research Institute of Building Physics of RAACS (21, Lokomotivnyy Driveway, Moscow, 127238, Russian Federation)

Experimental Studies of the Thermo-Physical Properties of Soil Fixed by the Method of Jet Grouting

The transformation of weak soil foundations during the construction of buildings and structures in the permafrost zone can be considered as a constructive measure that makes it possible to ensure their long-term operational suitability in climate warming. Innovative for permafrost is the stabilization of soil using jet grouting technology, as a result of which a new material is formed – soil cement. At the moment, the thermo-physical properties of the soil cement necessary for predicting the thermal stress-strain state of the transformed bases from permafrost soils under climate warming conditions have not been studied. The normative documents do not contain the thermo-physical characteristics of soil cement, taking into account the soils in its composition and the technology of the arrangement of soil cement elements. As a result of laboratory tests conducted at the NIISF RAACS, the density, humidity, water absorption, and thermal conductivity of the cement soil samples were determined. The coefficient of thermal conductivity λ was measured by the IVTP-12 device, the principle of operation of which is based on the dielectric method of measuring the properties of materials. For the first time, the characteristics of the thermal conductivity of soil cement in the thawed (λ_{th}) and frozen (λ_f) state were determined at different water content values W and density ρ of the samples. For the soil cement obtained in clay and sandy soils, graphs were constructed and dependences of thermal conductivity of soil cement on its density were established.

Keywords: soil cement, jet grouting, permafrost soil, soil transformation, climate warming, thermo-physical properties, dielectric method.

For citation: Nikiforova N.S., Makovetskiy O.A., Bessonov I.V., Konnov A.V. Experimental studies of the thermo-physical properties of soil fixed by the method of jet grouting. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2023. No. 9, pp. 8–13. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-8-13>

Преобразование грунтовых оснований зданий и сооружений широко распространено в геотехнической практике. Исследования В.А. Ильичева, Н.С. Никифоровой, А.В. Коннова [1] и Т.В. Шепитько [2] показывают, что преобразование оснований, сложенных слабыми грунтами, при строительстве зданий и сооружений в криолитозоне, в том числе с использованием новых и перспективных материалов, таких как пеностекольный щебень [3, 4], можно рассматривать как конструктивное мероприятие, позволяющее обеспечивать их длительную эксплуатационную пригодность в условиях потепления климата.

Впервые в качестве технологии преобразования оснований в криолитозоне находит применение технология струйной цементации грунтов. Успешно проведенные испытания и примеры ее практического использования, отраженные в работах О.А. Маковецкого, С.С. Зуева и др. [5, 6], указывают на перспективность данной технологии для закрепления многолетнемерзлых грунтов (ММГ). Однако на данный момент остаются неизученными теплофизические характеристики грунтоцемента, которые необходимы для выполнения прогноза термонапряженно-деформированного состояния (ТНДС) преобразованных оснований из ММГ, в том числе в условиях потепления климата.

Одним из основных теплофизических свойств материала, позволяющим оценить его отношение к тепловому воздействию, является теплопроводность. В нормативных документах нет сведений по теплопроводности грунтоцемента, полученного по технологии струйной цементации. В СП 121.13330.2019 «Аэродромы» в Приложении Д, посвященном теплотехническим расчетам оснований на вечномерзлых грунтах, приводится коэффициент теплопроводности грунтоцемента без указания технологии его устройства и грунтов, входящих в его состав.

Целью данной статьи является описание результатов серии лабораторных испытаний образцов грунта, закрепленного методом струйной цементации, для исследования его теплофизических свойств, необходимых для прогнозирования ТНДС преобразованных по струйной технологии оснований в криолитозоне.



Рис. 1. Образцы грунтоцемента 1–6
Fig. 1. Samples 1–6 of cemented soil

Метод исследования теплофизических свойств грунтоцемента

Для лабораторного определения теплофизических характеристик были исследованы керны (рис. 1) диаметром 11 см и высотой в среднем 9 см, отобранные из грунтоцементных элементов (ГЦЭ) на объекте строительства Многофункционального делового центра в Западной Сибири (г. Тюмень). На объекте производилось преобразование грунта по технологии струйной цементации jet2 в глинистых и песчаных грунтах (расход цемента на 1 п. м ГЦЭ – 650 кг). В ходе лабораторных исследований образцам были присвоены номера: 1–6 и 1'–6'. Теплофизические характеристики грунта, в котором были устроены ГЦЭ, приведены в табл. 1.

В лаборатории «Стройфизика-тест» НИИСФ РААСН при участии инженера И.С. Говрякова проведены экспериментальные работы, в ходе которых были установлены следующие характеристики грунтоцемента: плотность, влажность, водопоглощение, теплопроводность.

Плотность образцов грунтоцемента определялась по результатам их измерения и взвешивания. Влаж-

Таблица 1
Table 1

Теплофизические характеристики грунта, в котором были устроены ГЦЭ
Thermal properties of soil, in which jet grouting was performed

Разновидность грунта	№ образца грунтоцемента	ρ_d/ρ , кг/м ³	W , д. е.	λ_{th} , Вт/(м·°С)	λ_f , Вт/(м·°С)
Глина полутвердая	1–2, 1'–2'	1620/1944	0,2	1,33	1,49
Суглинок мягкопластичный	3–4, 3'–4'	1410/1875,3	0,33	1,57	1,71
Песок мелкий, средней плотности, насыщенный водой	5–6, 5'–6'	1650/2013	0,22	2,15	2,43



Рис. 2. Измерение теплопроводности образца с помощью прибора ИВТП-12

Fig. 2. Measuring the thermal conductivity of a sample using the IVTP-12 device

ность определялась термогравиметрическим методом. Образцы высушивались в термошкафу до постоянной массы (двое суток при температуре 65°C). Для определения водопоглощения образцы выдерживались в ванне с водой 20 ч. Водопоглощение определялось по массе: образцы взвешивались до увлажнения и после. При определении динамики водопоглощения образцы выдерживались в воде 40 ч с взвешиванием через 2, 3, 4, 24 ч и после окончания эксперимента.

Учитывая относительно небольшие размеры верхней и нижней граней образцов, для проведения исследования их теплопроводности был выбран экспресс-измеритель влажности и теплопроводности – ИВТП-12, являющийся разработкой НИИСФ РААСН (патенты РФ № 2431134 [7] и № 82311 [8]). Прибор сертифицирован и внесен в Госреестр средств измерений (ГРСИ РФ). Принцип его работы базируется на диэлькометрическом методе измерений свойств веществ по ГОСТ Р 8.621–2006 «Методика выполнения измерений влажности и теплопроводности диэлькометрическим методом».

В основе диэлькометрического метода лежат установленные корреляционные связи между диэлектрическими и теплофизическими свойствами строительных материалов [9]. Данный метод измерений является безинерционным и не требует нагрева материала, что позволяет измерять теплопроводность материала практически при любой влажности и многократно повторять измерения на одном и том же

Таблица 2
Table 2
Масса и плотность образцов грунтоцемента
Mass and density of cemented soil samples

Грунт в составе грунтоцемента	№ образца	Масса m , г	Плотность ρ , кг/м ³	Плотность в сухом состоянии ρ_d , кг/м ³
Глина	1	2005,9	2611,5	2525,7
	2	1882,2	2397,5	2280,3
	1'	1900,9	1878,35	–
	2'	1689,1	1750,36	–
Суглинок	3	1358,1	1729,9	1538,2
	4	1377,1	1754,1	1556,8
	3'	1079,5	1168,29	–
	4'	1082,5	1176,63	–
Песок	5	1851,9	2357,9	2247,6
	6	1353,7	1724,4	1620,2
	5'	1669,2	1775,53	–
	6'	1126,7	1186	–

Примечание. Для образцов 1'–6' не приведено ρ_d , поскольку образцы не высушивались.

образце без временной выдержки и без изменения фактической влажности контролируемого материала. Процесс измерения теплопроводности образца грунтоцемента прибором ИВТП-12 показан на рис. 2.

Теплопроводность определялась по ГОСТ Р 8.621–2006 при влажности, с которой получены образцы, после высушивания, после выдержки в воде и в мерзлом состоянии.

Образцы 1–6 находились в холодильной камере при температуре $-20 \pm 1^\circ\text{C}$ в течение 4 ч. Образцы 1'–6' были дополнительно изолированы полиэтиленовой пленкой для предотвращения потери влаги и выдерживались 6 ч при температуре $-15 \pm 1^\circ\text{C}$. После выдерживания в холодильной камере (рис. 3) образцы 1'–6' взвешивались.

Результаты исследования

Полученные значения плотности и массы образцов приведены в табл. 2.

Согласно экспериментальным данным, приведенным в [10], для ГЦЭ, изготовленных по технологии jet1, плотность грунтоцемента ρ находилась в диапазоне значений 1450–2200 кг/м³. При пересчете для jet2 (ниже на 10% согласно СП 291.1325800.2017) значение плотности будет находиться в диапазоне 1300–1980 кг/м³.

Плотность изученных нами образцов составила 1168–2612 кг/м³. В результате проведенных исследований получено, что плотность ГЦЭ выше, чем плотность грунта, в котором он был изготовлен: для глин

Таблица 3
Table 3

Влажность и водопоглощение образцов грунтоцемента
Water content and water absorption of cemented soil samples

Грунт в составе грунтоцемента	№ образца	W , д. е.	W_m , д. е.
Глина	1	0,034	0,0658
	2	0,05	0,05
	1'	–	0,101
	2'	–	0,1339
Суглинок	3	0,1246	0,2264
	4	0,1267	0,2023
	3'	–	0,3801
	4'	–	0,3815
Песок	5	0,0491	0,0522
	6	0,0643	0,3092
	5'	–	0,1324
	6'	–	0,4163

Примечание. Для образцов 1'–6' не приведена влажность, с которой получены образцы, поскольку они не высушивались.

Таблица 4
Table 4

Теплопроводность образцов грунтоцемента
Thermal conductivity of cemented soil samples

Грунт в составе грунтоцемента	№ образца	λ_{th} , Вт/(м·°С)	λ_f , Вт/(м·°С)
Глина	1	1,885	1,891
	2	1,849	1,935
	1'	1,664	1,518
	2'	1,654	1,536
	3	1,873	1,95
Суглинок	4	1,863	1,944
	3'	1,533	1,524
	4'	1,533	1,524
	5	1,919	1,954
Песок	6	1,915	1,961
	5'	1,643	1,528
	6'	1,486	1,525

больше в среднем на 48%, для суглинков – на 10%, для песков – на 17%.

Результаты определения влажности W , с которой поступили образцы, а также их водопоглощение при выдержке в воде приведены в табл. 3.

Полученное водопоглощение грунтоцемента $W_m=0,05–0,42$ д. е. для большинства образцов превышает водопоглощение бетона, которое составляет 0,04–0,08 д. е. Соответственно, значения теплопроводности грунтоцемента вместе с увеличением влажности могут возрастать в больших пределах, чем у бетона.

Наибольшее водопоглощение ($W_m=0,04–0,37$ д. е.) произошло в первые 2 ч выдержки образцов в воде, что составило 35–96% от значения, полученного через 40 ч. В последующие 2 ч W_m изменялось незначительно, а через сутки составило от 83 до 99% от окончательного значения.

Результаты измерения прибором ИВТП-12 коэффициента теплопроводности образцов грунтоцемента в талом λ_{th} (при $W=0,03–0,13$ д. е.) и мерзлом λ_f состояниях приведены в табл. 4. Взвешивание образцов после заморозки показало незначительную потерю влаги в процессе их выдерживания в холодильной камере.

Графически результаты экспериментов представлены на рис. 4, 5, где также построены зависимости теплопроводности грунтоцемента λ от его плотности ρ в талом (рис. 4) и мерзлом (рис. 5) состояниях. На данных рисунках зависимости приведены отдельно для глинистых (глины и суглинки) и песчаных грунтов в составе грунтоцемента. Из их расположения относительно друг друга следует, что при аналогичной

плотности большая теплопроводность (на величину до 0,1 Вт/(м·°С) в талом и до 0,25 Вт/(м·°С) в мерзлом состояниях) будет у грунтоцемента, изготовленного в песках, чем в глинистых грунтах. Это соотносится с тем фактом, что лабораторные определения теплофизических свойств оснований свидетельствуют об уменьшении коэффициента теплопроводности грунтов с увеличением их дисперсности [11]. Исключение составляет участок графика в диапазоне плотности 1400–2000 кг/м³ на рис. 5, где теплопроводность грунтоцемента с песчаным грунтом в составе меньше на $\Delta_{max}=0,2$ Вт/(м·°С) (13% от λ_f), чем теплопроводность грунтоцемента, изготовленного в глинистом грунте.

В таблице Д.1 Приложения Д СП 121.13330.2019 указан коэффициент теплопроводности грунтоцемента: $\lambda_{th} = 1,4$ Вт/(м·°С); $\lambda_f=1,5$ Вт/(м·°С) в талом и



Рис. 3. Образцы грунтоцемента в мерзлом состоянии
Fig. 3. Cemented soil samples in a frozen state

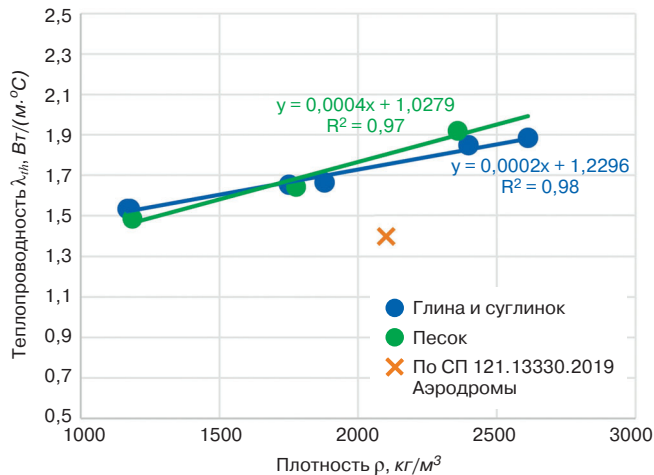


Рис. 4. Зависимость теплопроводности грунтоцемента λ_{th} от его плотности ρ при влажности $W=0,03-0,13$ д. е. для двух разновидностей грунтов в его составе

Fig. 4. The variation of cemented soil thermal conductivity λ_{th} with density ρ at $W=0,03-0,13$ water content for two soil types

мерзлом состоянии соответственно, при плотности сухого материала $\rho_d=2000$ кг/м³ ($\rho=2100$ кг/м³) и суммарной влажности $W=0,05$ д. е. (рис. 4, 5). Согласно полученным зависимостям теплопроводности от плотности при аналогичных ρ и W для глинистых грунтов (глин и суглинков) теплопроводность грунтоцемента, полученного по струйной технологии, в талом и мерзлом состояниях составляет $\lambda_{th}=1,75$ Вт/(м·°С), $\lambda_f=1,8$ Вт/(м·°С); для песчаных $\lambda_{th}=1,8$ Вт/(м·°С) и $\lambda_f=1,85$ Вт/(м·°С) соответственно. Полученные характеристики рекомендуются для включения в таблицу Д.1 СП 121.13330.2019 «Аэродромы».

Выводы

1. В связи с отсутствием в нормативных документах теплофизических характеристик грунтоцемента, учитывающих грунты в его составе и технологию устройства ГЦЭ, была проведена серия лабораторных испытаний, на основе которых впервые установлены

Список литературы

- Ильичев В.А., Никифорова Н.С., Коннов А.В. Влияние преобразования грунтов криолитозоны на их температурное состояние в основании здания // *Жилищное строительство*. 2022. № 9. С. 12–17. DOI: 10.31659/0044-4472-2022-9-12-17
- Шепитько Т.В., Артюшенко И.А. Влияние вертикальных столбов из щебня на криогенные процессы грунтов основания земляного полотна // *Транспортные сооружения*. 2019. Т. 6. № 4. DOI: 10.15862/10SATS419
- Никифорова Н.С., Конов А.В. Применение пеностекла для защиты деградирующих грунтов криолитозоны // *Construction and Geotechnics*.

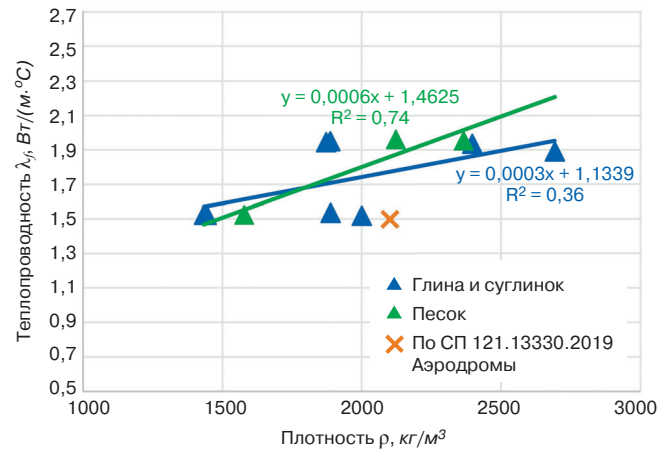


Рис. 5. Зависимость теплопроводности грунтоцемента λ_f от его плотности ρ в мерзлом состоянии для двух разновидностей грунтов в его составе

Fig. 5. The variation of cemented soil thermal conductivity λ_f with density ρ in a frozen state for two soil types

характеристики теплопроводности грунтоцемента в талом (λ_{th}) и мерзлом (λ_f) состояниях при различных показателях влажности W и плотности ρ образцов. Построены графики и получены зависимости теплопроводности грунтоцемента от плотности. Полученные характеристики рекомендуются для включения в таблицу Д.1 Приложения Д СП 121.13330.2019.

2. Доказано, что при одинаковой плотности и влажности теплопроводность выше у грунтоцемента, изготовленного в песчаных грунтах, чем в глинистых грунтах (суглинках и глинах), на величину до 0,1 Вт/(м·°С) в талом и до 0,25 Вт/(м·°С) в мерзлом состояниях.

3. Полученные теплофизические свойства грунтоцемента могут быть использованы для проведения численных исследований при прогнозировании термонапряженно-деформированного состояния преобразованных по струйной технологии оснований в криолитозоне, в том числе в условиях потепления климата.

References

- Ilyichev V.A., Nikiforova N.S., Konnov A.V. The effect of the transformation of cryolithozone soils improvement on their temperature state at the base of the building. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Constructions]. 2022. No. 9, pp. 12–17. (In Russian). DOI: 10.31659/0044-4472-2022-9-12-17
- Shepitko T.V., Artyushenko I.A. The influence of vertical columns of crushed stone on the cryogenic processes of the soil base of the subgrade. *Transportnye sooruzheniya*. 2019. Vol. 6. No. 4. (In Russian). DOI: 10.15862/10SATS419
- Nikiforova N.S., Konnov A.V. The use of foam glass to protect the degrading permafrost soils. *Construction*

2023. Т. 14. № 1. С. 99–110. DOI: 10.15593/2224-9826/2023.1.08
4. Бессонов И.В., Жуков А.Д., Боброва Е.Ю. Исследования теплоизоляционных свойств щебня из пеностекла в основаниях автомобильных дорог в многолетнемерзлых и пучинистых грунтах // *Транспортное строительство*. 2022. № 2. С. 12–15.
 5. Маковецкий О.А., Рубцова С.С. Особенности применения технологии Jet-grouting в многолетнемерзлых грунтах // *Фундаменты*. 2022. № 1. С. 6–7.
 6. Зуев С.С., Каменских Е.М., Маковецкий О.А. О возможности применения технологии струйной цементации грунта в зоне многолетнемерзлых грунтов // *Жилищное строительство*. 2022. № 9. С. 1–8. DOI: 10.31659/0044-4472-2022-9-32-39
 7. Патент РФ 2431134. *Способ и устройство для экспрессного определения влажности и теплопроводности неметаллических материалов*. Ройфе В.С. Заявл. 25.06.2010. Опубл. 10.10.2011.
 8. Патент РФ 82311. *Комплект экспресс-измерителя влажности и теплопроводности твердых материалов*. Ройфе В.С. Заявл. 05.04.2011. Опубл. 16.07.2012.
 9. Ройфе В.С. Физическая сущность корреляции между тепло- и электрофизическими характеристиками неметаллических материалов // *Измерительная техника*. 2012. № 2. С. 56–59.
 10. Черняков А.В., Готман Ю.А. Расчетная прочность грунтоцементных свай // *Наука и техника в дорожной отрасли*. 2011. № 4. С. 16–17.
 11. Шепитко Т.В., Луцкий С.Я., Черкасов А.М. Организационно-технологический регламент строительства геотехнических сооружений на мерзлоте. *Сборник докладов расширенного заседания научного совета по криологии земли РАН «Актуальные проблемы геокриологии»*. М., 2018. Т. 2. С. 118–123.
4. Bessonov I. V., Zhukov A. D., Bobrova E. Yu. et al. Investigations of thermal insulating properties of foam-glass crushed stone in the road foundations in permafrost and heaving soils. *Transportnoe stroitelstvo*. 2022. No. 2, pp. 12–15. (In Russian).
 5. Makovetskiy O.A., Rubtsova S.S. Features of application of Jet-grouting technology in permafrost. *Fundamenty*. 2022. No. 1, pp. 6–7. (In Russian).
 6. Zuev S.S., Kamenskikh E.M., Makovetskiy O.A. On the possibility of applying the technology of jet grouting of soil in the zone of permafrost soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Constructions]. 2022. No. 9, pp. 1–8. (In Russian). DOI: 10.31659/0044-4472-2022-9-32-39
 7. Patent RF 2431134. *Sposob i ustroystvo dlya ekspressnogo opredeleniya vlazhnosti i teploprovodnosti nemetallicheskih materialov* [Method and device for express determination of humidity and thermal conductivity of non-metallic materials]. Royfe V.S. Declared 25.06.2010. Published 10.10.2011. (In Russian).
 8. Patent RF 82311 *Komplekt ekspress-izmeritelya vlazhnosti i teploprovodnosti tverdykh materialov* [Set of express humidity and thermal conductivity meter for solid materials]. Royfe V.S. Declared 05.04.2011. Published 16.07.2012. (In Russian).
 9. Royfe V.S. The physical essence of the correlation between the thermal and electrophysical characteristics of non-metallic materials. *Izmeritel'naya tekhnika*. 2012. No. 2, pp. 56–59. (In Russian).
 10. Chernyakov A.V., Gotman Yu.A. Working strength of soil-cement piles. *Nauka i tekhnika v dorozhnoi otrasli*. 2011. No. 4, pp. 16–17. (In Russian).
 11. Shepitko T.V., Lutskiy S.Ya., Cherkasov A.M. Organizational and technological construction regulations of geotechnical structures in permafrost. *Collection of reports of the Expanded meeting of the Scientific Council on Earth Cryology of the Russian Academy of Sciences "Relevant problems of geocryology"*. Moscow. 2018. Vol. 2, pp. 118–123. (In Russian).

**Как живет и трудится редакция издательства
«Стройматериалы», как делаются наши журналы,
что нового и интересного в отрасли – расскажем и покажем!
Объединение профессионалов гарантирует успех!
Оставайтесь с нами!
Присоединяйтесь к нашему Телеграм-каналу:
https://t.me/journal_cm**



УДК 624.131.24

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-14-20>С.С. ЗУЕВ¹, зам. ген. директора;
О.А. МАКОВЕЦКИЙ², д-р техн. наук¹ АО «Нью Граунд» (614081, г. Пермь, ул. Кронштадтская, 35)² Пермский национальный исследовательский политехнический университет (614000, г. Пермь, Комсомольский пр., 29)

Оценка напряженно-деформированного массива трещиноватого скального грунта, модифицированного струйной цементацией

Система геотехнических массивов представляет собой совместную конструкцию из горизонтального геотехнического массива (модифицированного слоя грунта) и расположенного по его периметру сплошного ограждающего массива. Назначением системы является ограничение поступления подземной воды в подземную часть здания и обеспечение нормативных пределов вертикальных перемещений основного здания и окружающей его застройки. Одной из важнейших задач обеспечения эксплуатационной надежности такой системы является прогнозирование напряженно-деформированного состояния всех ее элементов на воздействие комплекса природных и техногенных нагрузок. В статье приводится опыт оценки напряженно-деформированного состояния такой системы, формируемой при устройстве подземного пространства многофункционального комплекса «Эспланада» в г. Перми.

Ключевые слова: система геотехнических массивов, напряженно-деформированное состояние, струйная цементация грунта.

Для цитирования: Зуев С.С., Маковецкий О.А. Оценка напряженно-деформированного массива трещиноватого скального грунта, модифицированного струйной цементацией // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 14–20. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-14-20>

S.S. ZUEV¹, Deputy General Director;O.A. MAKOVETSKIY², Doctor of Sciences (Engineering)¹ JSC “New Ground” (35, Kronshtadskaya Street, Perm, 614081, Russian Federation)² Perm National Research Polytechnic University (29, Komsomolskiy Prospect, Perm, 614000, Russian Federation)

Estimation of a Stress-Strain Array of Fractured Rocky Soil Modified by Jet Grouting

The system of geotechnical arrays is a joint structure of a horizontal geotechnical array (modified soil layer) and a continuous enclosing array located along its perimeter. The purpose of the system is to limit the flow of groundwater into the underground part of the building and to ensure the normative limits of vertical movements of the main building and its surrounding development. One of the most important tasks of ensuring the operational reliability of such a system is the prediction of the stress-strain state of all its elements on the impact of a complex of natural and technogenic loads. The article presents the experience of assessing the stress-strain state of such a system, which is formed during the arrangement of the underground space of the Esplanade multifunctional complex in Perm.

Keywords: system of geotechnical arrays; stress-strain state; jet grouting of soil.

For citation: Zuev S.S., Makovetskiy O.A. Estimation of a stress-strain array of fractured rocky soil modified by jet grouting. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2023. No. 9, pp. 14–20. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-14-20>

Система геотехнических массивов представляет собой совместную конструкцию из горизонтального геотехнического массива (модифицированного слоя грунта) и расположенного по его периметру сплошного ограждающего массива. Назначением системы является ограничение поступления подземной воды в подземную часть здания и обеспечение нормативных пределов вертикальных перемещений основного здания и окружающей его застройки. При этом система в период строительства и в период эксплуатации воспринимает как природные воздействия (давление

грунта и давление подземной воды), так и техногенные воздействия (от строящегося здания и окружающей застройки) [1–2].

Одной из важнейших задач обеспечения эксплуатационной надежности такой системы является прогнозирование напряженно-деформированного состояния всех ее элементов под воздействием комплекса нагрузок [3].

С ростом урбанизированных территорий и активным освоением подземного пространства в последние десятилетия значительно возросло использова-

ние специального геотехнического программного обеспечения для математического моделирования напряженно-деформированного состояния геотехнических систем [4].

Для выполнения прогнозного математического моделирования необходимо знать физико-механические и фильтрационные характеристики материалов элементов геотехнической системы, исходные (природные) и формируемые в ходе модификации при использовании геотехнических технологий [5].

Формирование элементов геотехнической системы

Как правило, устройство подземных частей происходит в рыхлых дисперсных грунтах четвертичного возраста, но с увеличением глубины котлованов все чаще приходится сталкиваться при производстве работ со скальными и цементированными полускальными грунтами: известняками, песчаниками, аргиллитами и алевролитами. В верхней зоне они залегают в виде отдельных рудняков и сильнотрещиноватых слоев. В этом случае они имеют малую прочность и высокий коэффициент фильтрации подземных вод, достигающий 2–10 м/сут, причем горизонты трещинных вод в большинстве случаев являются напорными.

Одной из основных задач в этом случае является устройство противофильтрационного экрана, обеспечивающего восприятие напора подземных вод и ликвидацию притоков воды [6–8].

Как правило, для снижения фильтрации подземных вод по трещинам использовалась цементация методом заполнения под малым давлением (500–2000 кПа) [9–10]. Но начиная с глубины 10–12 м от поверхности грунта этот метод является недостаточно эффективным, высокие скорости движения напорных вод приводят к вымыванию смеси.

Одним из возможных вариантов модификации является инъецирование синтетических смол с коротким периодом кристаллизации [11–13]. Но смолы, как любой полимер, начинают «стареть» с момента полимеризации и сохраняют свои первоначальные свойства до 6 мес, на более продолжительный срок их прочность прогнозировать и гарантировать сложно.

Опыт применения струйной цементации [14] показал, что давлением рабочей смеси 35–40 МПа возможно отжать воду из трещин, заполнить их скрепляющей цементной смесью и «замонолитить» трещиноватый слой грунта [15–18], преобразуя его в геотехнический массив, выполняющий роль как противофильтрационной завесы, так и основания с высокими прочностными характеристиками.

Опытом оценки напряженно-деформированного состояния такой системы, формируемой при устройстве подземного пространства многофункционально-



Рис. 1. Общий вид площадки строительства
Fig. 1. General view of the construction site

го комплекса «Эспланада» в г. Перми (рис. 1), авторы делятся в данной статье.

Инженерно-геологические условия площадки строительства

В геоморфологическом отношении площадка расположена в пределах III левобережной террасы р. Кама, осложненной долиной р. Пермьки, на бровке и ее крутом склоне. Высотные отметки поверхности земли изменяются в пределах 111,5–125 м: понижение рельефа наблюдается в юго-восточном направлении в сторону р. Пермьки.

В геологическом строении площадки принимают участие отложения пермской системы, перекрытые четвертичными аллювиальными, делювиальными, озерно-болотными и техногенными насыпными грунтами. Под насыпными грунтами повсеместно развит торф, влажный, от среднеразложившегося до сильно разложившегося, высокозольный и нормальной зольности. Гравийный грунт: гравий и галька кварцевого состава, хорошо и средне окатанные, заполнитель песок мелкий и средней крупности средней степени водонасыщения и насыщенный водой. Аргиллит вишнево-коричневый, красновато-коричневый, сильноветрелый трещиноватый (ИГЭ-6). Песчаник серый, коричневый, сильноветрелый, трещиноватый (ИГЭ-7). Инженерно-геологический разрез площадки строительства представлен на рис. 2. Механические характеристики отложений пермской системы приведены в табл. 1.

Гидрогеологические условия участка работ характеризуются наличием грунтовых вод, приуроченных к четвертичным отложениям: при изысканиях в сентябре–ноябре 1987 г. грунтовые воды были встречены на глубине 3,2–4,5 м (отм. 110,3–111,4 м).

Трещинные воды пермских отложений приурочены к песчаникам и аргиллитам, которые характеризуются

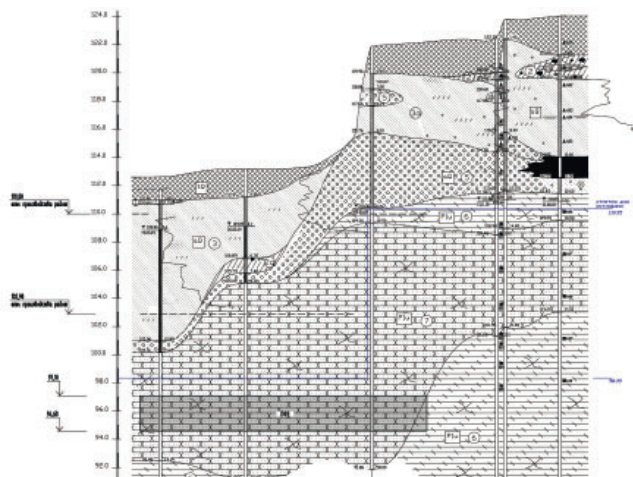


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез площадки строительства

Fig. 2. Engineering-geological section of the construction site



Рис. 3. Выбуренный керн закрепленного грунта (аргиллит с прослойками цемента)

Fig. 3. Drilled core of fixed soil (mudstone with cement interlayers)

Таблица 1
Table 1

Механические свойства грунтов Пермской системы
Mechanical properties of soils of the Permian system

Номенклатура грунта по ГОСТ 25100–2022	Предел прочности при одноосном сжатии, МПа		Предел прочности при одноосном растяжении, МПа
	в естественном состоянии	в водонасыщенном состоянии	
Песчаник низкой прочности	4,4–5,6	2,4–3,6	0,31–0,33
Аргиллит низкой прочности	3,6–4,3	1,9–2,4	0,16–0,21

Таблица 2
Table 2

Нормативные физико-механические характеристики модифицированного грунта (в возрасте 56 сут)
Normative physical and mechanical characteristics of the modified soil (at the age of 56 days)

Прочность при одноосном сжатии, $R_{stb, II}$, МПа	Прочность при одноосном растяжении, $R_{stb, II}$, МПа	Удельное сцепление $C_{stb, II}$, МПа	Угол внутреннего трения $\varphi_{stb, II}$, град	Модуль деформации E_{stb} , МПа
5	0,25	0,8	26	350

разной степенью трещиноватости. Практически вся толща обводнена, но водообильность толщи по разрезу меняется. На период изысканий появившийся и установившийся уровни подземных трещинных вод зафиксированы на отметках 106,39–111,4 м. Коэффициент фильтрации по результатам опытных откачек составляет: для толщи коренных пород 2,6 м/сут, для песчаников 6,8 м/сут.

Техническое решение по устройству горизонтального геотехнического массива

В связи с тем, что площадка строительства обусловлена высоким уровнем грунтовых вод, для возможности откопки котлована глубиной до 16 м и обеспечения прочности, надежности и долговечности зданий и сооружений окружающей застройки, а также существующих коммуникаций на период строительства подземной части здания настоящим проектом предусмотрено устройство горизонтального

геотехнического массива – противодиффузионной завесы в дне котлована.

Модификация слоя выполнялась путем цементации трещиноватой зоны аргиллитов и песчаников. Цементация сделана по двухкомпонентной технологии струйной цементации грунтов «jet-grouting», что позволяет удалять из трещин подземную воду и тампонировать их в радиусе 1–1,2 м от скважины. Шаг сетки инъекционных скважин составлял 1,4 м, что позволило перекрывать зоны цементации и создавать единый массив.

Горизонтальный геотехнический массив (модифицированный слой трещинной зоны аргиллитов и алевролитов) в дне котлована мощностью от 1,5 до 2,5 м обладает более высокими прочностными и деформационными характеристиками по сравнению с природным грунтом (ИГЭ-6, ИГЭ-7) для обеспечения сплошности и исключения всплытия дна котлована, а также снижения деформаций проектируемого здания.

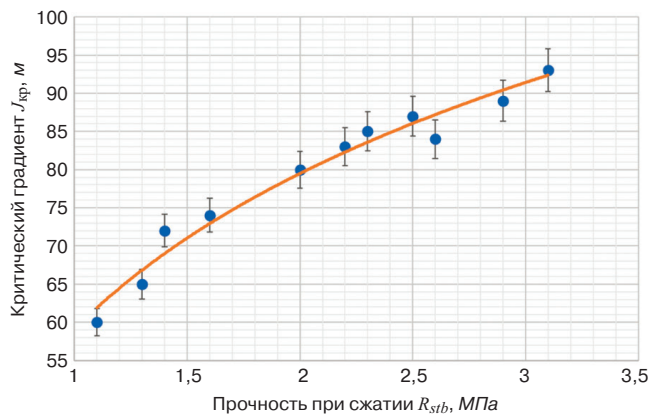


Рис. 4. Зависимость критического напора от прочности при сжатии материала геотехнического массива

Fig. 4. Dependence of the critical head on the compressive strength of the material of the geotechnical array

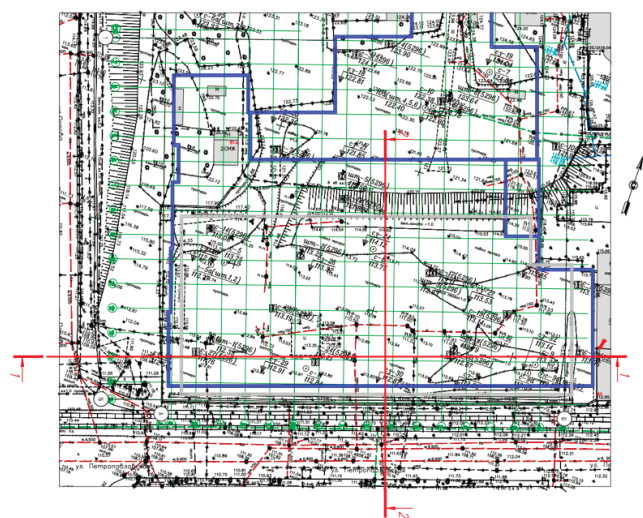


Рис. 5. Схема расположения расчетных сечений

Fig. 5. Layout of the design sections

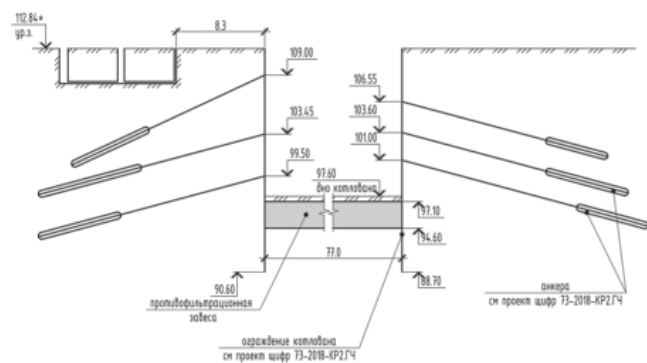


Рис. 6. Расчетная схема по сечению 1–1

Fig. 6. Design scheme for section 1–1

Назначаемые проектом характеристики модифицированного массива грунта приведены в табл. 2.

Противофильтрационная завеса запроектирована как водозащитная конструкция, воспринимающая

гидростатическое давление подземных вод и исключающая фильтрацию воды через дно котлована. При этом производится удаление подземной воды из трещин в массиве и их заполнение цементным раствором, разрушения грунтового скелета при этом не происходит. В этом случае изменяется фильтрационная характеристика слоя грунта (коэффициент фильтрации снижается с величины 2,5–4,5 м/сут до величины 0,001 м/сут), а механические характеристики грунтового скелета повышаются за счет организации цементационных связей между частицами грунта. Распространение цементного раствора происходит не только вокруг скважины, но и через ее забой, при этом происходит формирование переходной зоны между зацементированным слоем и слоем естественного грунта. В этом случае изменение механических характеристик в переходной зоне происходит от максимальной величины (прочность закрепленного грунта) до минимальной величины (прочность грунта естественного сложения). Формирования зоны с характеристиками ниже прочности грунта естественного залегания при этом не происходит.

Технические средства контроля физико-механических и фильтрационных характеристик модифицированного слоя грунта

Для выполнения моделирования напряженно-деформированного состояния требуется определение прочностных свойств грунтоцементного композита [19]. Для этого из закрепленной зоны были выбурены керны. Способ бурения колонковый, диаметром 93 мм с промывкой водой со сплошным отбором керна в интервале цементации. Из скважины отобраны образцы грунтоцемента (по три образца из каждой скважины). Отбор образцов и транспортировка выполнены в соответствии с требованиями ГОСТ 12071–2014. При бурении скважин визуально оценивалась сплошность и однородность цементации. Результаты визуального осмотра образцов (кернов): текстура керна – массивная плотная однородная; выбуренный керн по всему стволу элементов ГЦЭ прочный; участки незакрепленного грунта отсутствуют (рис. 3)

Образцы испытаны в независимой испытательной лаборатории Горного института Уро РАН. Для образцов в возрасте до 28 сут определены прочность при одноосном сжатии по ГОСТ 28570–2019 «Методы определения прочности по образцам, отобраным из конструкций» и модуль деформации ГОСТ 28985–91 «Породы горные. Метод определения деформационных характеристик при одноосном сжатии». Выполнено испытание тридцати образцов грунта. Результаты приведены в табл. 3.

Контроль сплошности цементации устанавливается путем гидравлического опробования контрольных

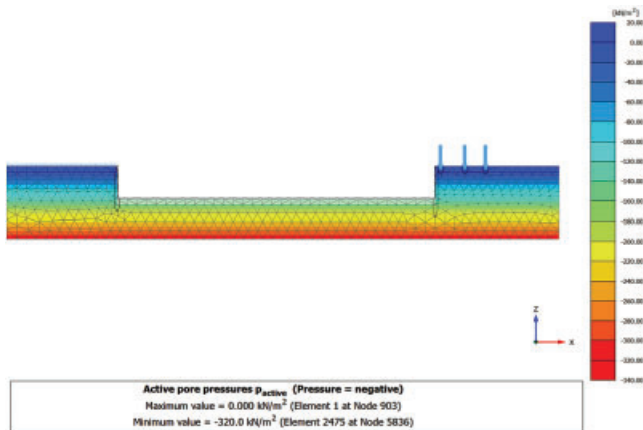


Рис. 7. Изолинии распределения гидростатического давления воды. Максимальное значение давления $p_w=320$ КПа
Fig. 7. Isolines of distribution of hydrostatic pressure of water. Maximum pressure value $p_w=320$ KPa

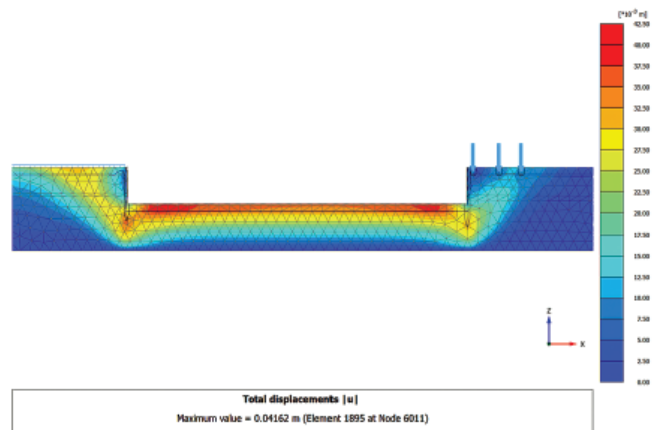


Рис. 8. Изолинии распределения общих перемещений системы геотехнических массивов. Максимальное перемещение составляет $u=0,041$ м
Fig. 8. Isolines of distribution of general displacements of a system of geotechnical arrays. The maximum travel is $u=0.041$ m

Таблица 3
Table 3

Опытные значения механических характеристик модифицированного грунта
Experimental values of the mechanical characteristics of the modified soil

Контролируемый параметр	Диапазон /среднее	Проект
Прочность при одноосном сжатии, МПа	(8,8–12,8)/10,8	5
Прочность при одноосном растяжении, МПа	(0,33–0,45)/0,39	0,25
Модуль деформации, МПа	(914–1665)/1285	350

Таблица 4
Table 4

Результаты определения расчетных параметров проектирования системы геотехнических массивов
The results of determining the design parameters for the design of a system of geotechnical arrays

Параметр проектирования		Строительство	Эксплуатация	Предельное значение
Максимальное вертикальное перемещение, м	1–1	+ 0,0419	-0,0293	0,015
	2–2	+0,0389	-0,0313	
Максимальные сжимающие напряжения, МПа	1–1	1,14	1,08	5
	2–2	1,18	1,06	
Максимальные растягивающие напряжения, кПа	1–1	29	26	250
	2–2	72	84	

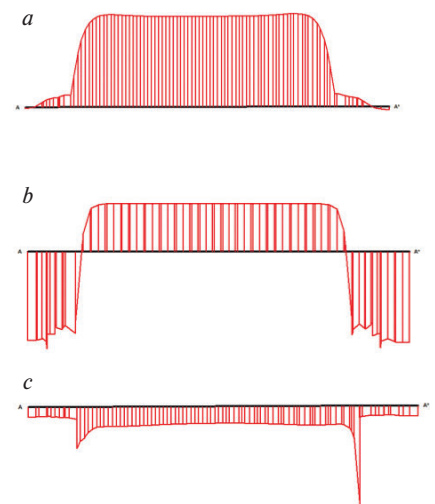


Рис. 9. Качественные эпюры распределения проектных параметров модифицированного слоя грунта: а – вертикальные перемещения; б – сжимающие напряжения; с – растягивающие напряжения
Fig. 9. Qualitative plots of the distribution of the design parameters of the modified soil layer: a – vertical displacements; b – compressive stresses; c – tensile stresses

скважин до и после струйной цементации грунтов (ВСН 34–83 «Цементация скальных оснований гидротехнических сооружений»). Количество контрольных участков составило: 18 шт. до производства работ и 20 шт. после их проведения. Грунты исследуемой зоны в исходном состоянии имели удельное водопоглощение в интервале 18–35 люжон, достигая в отдельных точках значения 70 люжон, что в целом превышало требуемое предельное в 5 люжон, обеспечивающее защиту от прорыва подземных вод в котлован.

После проведения цементации значение удельного водопоглощения снизилось до величины 1,9–3,6 люжона.

По результатам лабораторных и полевых испытаний была получена зависимость величины критического градиента напора подземных вод, представленная на рис. 4. Под критическим градиентом напора понимается величина напора при котором фильтрация воды сквозь экран превышает нормативное значение 5 люжон.

Моделирование напряженно-деформированного состояния геотехнической системы

При постановке и решении любой технической задачи первоначальным этапом является определение основной модели системы, наиболее полно описывающей ее поведение.

После модификации трещиноватых скальных грунтов струйной цементацией они представляют собой сплошной экран горизонтальной противофильтрационной завесы и воспринимают по своей нижней плоскости гидростатическое давление воды. В этом случае мы рассматриваем его как прямоугольную пластину, закрепленную по четырем сторонам (границы ограждения котлована), толщиной в зону закрепления, выполненную из грунтоцементного композита. Пластина рассчитывается на прорыв, отрыв от незакрепленного слоя грунта и изгиб.

Моделирование выполнялось на этапе подбора характеристик модифицированного слоя в программном комплексе Plaxis 3D [18]. Схема расположения расчетных сечений приведена на рис. 5, вид расчетного сечения 1–1 на рис. 6.

Напряженно-деформированное состояние системы учитывалось следующими расчетными фазами:

1. Моделирование природного напряженно-деформированного состояния грунтового массива путем решения задачи компрессии основания от собственного веса грунта.

2. Устройство системы геотехнических массивов с поверхности грунта.

3. Эскавация котлована.

4. Приложение эксплуатационной нагрузки по подошве фундаментной плиты.

Распределение изолиний гидростатического давления воды приведено на рис. 7, характер общих перемещений системы – на рис. 8.

Результаты определения расчетных параметров проектирования системы геотехнических массивов и сравнение их с предельно допустимыми значениями приведены в табл. 4, качественный характер их распределения на эпюрах (рис. 9).

Список литературы

1. Зерцалов М.Г., Конюхов Д.С., Меркин В.Е. Использование подземного пространства. М.: АСВ, 2015. 416 с.
2. Астраханов Б.Н. Тенденции развития технологии устройства ограждения котлованов в условиях плотной городской застройки // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2002. № 4. С. 4–8.
3. Маковецкий О.А., Зуев С.С. Обеспечение эксплуатационной надежности подземной части комплексов жилых зданий // *Жилищное строительство*. 2012. № 9. С. 38–41.
4. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З. Напряженно-деформированное состояние массивов грунтов под воздействием гидрогеологических факторов // *Вестник МГСУ*. 2008. № 2. С. 150–157.

Результаты компьютерного моделирования напряженно-деформированного состояния системы геотехнических массивов показали, что расчетные значения проектируемых параметров не превышают предельно допустимых значений. Сплошность модифицированного грунта обеспечена, разрушения и всплытия дна котлована не происходит. Система геотехнических барьеров обладает требуемым уровнем надежности.

Заключение

1. Опыт применения струйной цементации грунта для модификации обводненных трещиноватых слоев скального грунта показал, что данная технология позволяет формировать геотехнический грунтовой массив с проектируемыми механическими и фильтрационными характеристиками.

2. Контроль качества работ производится отбором и испытаниями в лабораторных условиях кернов грунта и полевым гидропробованием слоя. Полученные в ходе опытных работ характеристики позволяют выполнить моделирование напряженно-деформированного состояния системы геотехнических массивов.

3. Моделирование НДС системы геотехнических барьеров на различных этапах ее жизненного цикла (период строительства, период эксплуатации) позволяет определить расчетные значения критических параметров проектирования (общие перемещения; сжимающие и растягивающие напряжения), сравнить их с предельными значениями и оценить общий уровень надежности.

4. Достоверность моделирования системы геотехнических массивов подтверждается результатами мониторинга (геодезического и аппаратного) в период строительства и эксплуатации.

References

1. Zertsalov M.G., Konyukhov D.S., Merkin V.E. Ispol'zovanie podzemnogo prostranstva [The use of underground space]. Moscow: ASV. 2015. 416 p.
2. Astrakhanov B.N. Trends in the development of the technology of the device for fencing pits in conditions of dense urban development. *Osnovaniya, fundamentey i mekhanika gruntov*. 2002. No. 4, pp. 4–8. (In Russian).
3. Makovetsky O.A., Zuev S.S. Ensuring operational reliability of the underground part of residential building complexes. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2012. No. 9, pp. 38–41. (In Russian).
4. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z. The stress-strain state of soil massifs under the influence of hydrogeological factors. *Vestnik MGSU*. 2008. No. 2, pp. 150–157. (In Russian).

5. Шапиро Д.М. Теория и расчетные модели оснований и объектов геотехники. М.: АСВ, 2016. 180 с.
6. Адамович А.Н. Закрепление грунтов и противофильтрационные завесы. М.: Энергия, 1980. 320 с.
7. Henn Raymond W. Practical guide to grouting of underground structures. American Society of Civil Engineers, 1996. 200 p.
8. Moseley M.P. Ground improvement. London, 2004. 440 p.
9. Хмяляйнен В.А., Майоров А.Е. Новые способы цементационного упрочнения горных пород // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2010. № 10. С. 212–217.
10. Хмяляйнен В.А., Майоров А.Е. Особенности течения цементационных растворов при упрочнении трещиноватых горных пород // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2012. № 10. С. 199–205.
11. Пальянов Ю.Н., Непомнящих А.И. Современные проблемы экспериментальной минералогии, петрологии и геохимии // *Геология и геофизика*. 2023. № 8. С. 1069–1072.
12. Karol Reuben H. Chemical grouting and soil stabilization. American Society of Civil Engineers, 2003. 536 p.
13. Зув С.С., Маковецкий О.А. Закрепление неустойчивых грунтов методом смолизации главного и вспомогательных стволов при строительстве угольной шахты в Ростовской области // *Маркшейдерия и недропользование*. 2014. № 5 (73). С. 67–70.
14. Makovetskiy O., Zuev S. Practice device artificial improvement basis of soil technologies jet grouting // *Procedia Engineering*. 2016. Vol. 165, pp. 504–509.
15. Маковецкий О.А., Конюхов Д.С., Зув С.С. Опыт применения струйной цементации для устройства противофильтрационной завесы в скальных грунтах // *Жилищное строительство*. 2020. № 9. С. 27–33.
16. Нургалиев Е.И., Майоров А.Е. Реологические характеристики специализированных цементных смесей для комплексной изоляции горных выработок // *Вестник Кузбасского государственного технического университета*. 2018. № 4. С. 56–64.
17. Максимова И.Н., Макридин Н.И., Ерофеев В.Т., Скачков Ю.П. Структура и конструкционная прочность цементных композитов: монография. М.: АСВ, 2017. 400 с.
18. Бондаренко В.М., Федоров В.С. Модели при решении технических задач // *Перспективы развития строительного комплекса*. 2014. Т. 1. С. 262–267.
19. Bull John W. Linear and nonlinear numerical analysis of foundations. New York, 2009. 465 p.
5. Shapiro D.M. Teoriya i raschetnye modeli osnovanii i ob'ektov geotekhniki [Theory and computational models of foundations and objects of geotechnics]. Moscow: ASV. 2016. 180 p.
6. Adamovich A.N. Zakreplenie gruntov i protivofil'tracionnye zavesy [Soil consolidation and anti-filtration curtains]. Moscow: Energiya. 1980. 320 p.
7. Henn Raymond W. Practical guide to grouting joints of underground structures. American Society of Civil Engineers. 1996. 200 p.
8. Mosley M.P. Landscaping. London. 2004. 440 p.
9. Khamalyainen V.A., Mayorov A.E. New methods of cementation hardening of rocks. *Gornyi informatsionno-analiticheskii byulleten'*. 2010. No. 10, pp. 212–217. (In Russian).
10. Khamalyainen V.A., Mayorov A.E. Features of the flow of cementation solutions during the hardening of fractured rocks. *Gornyi informatsionno-analiticheskii byulleten'*. 2012. No. 10, pp. 199–205. (In Russian).
11. Palyanov Yu.N., Nepomnyashchikh A.I. Modern problems of experimental mineralogy, petrology and geochemistry. *Geologiya i geofizika*. 2023. No. 8, pp. 1069–1072. (In Russian).
12. Karol Ruben H. Chemical grouting of joints and soil stabilization. American Society of Civil Engineers. 2003. 536 p.
13. Zuev S.S., Makovetsky O.A. Fixing unstable soils by the method of smolization of the main and auxiliary shafts during the construction of a coal mine in the Rostov region. *Marksheideriya i nedropol'zovanie*. 2014. No. 5 (73), pp. 67–70. (In Russian).
14. Makovetsky O., Zuev S. A practical device for artificial soil improvement based on the technology of jet grouting seams. *Procedia Engineering*. 2016. Vol. 165, pp. 504–509.
15. Makovetsky O.A., Konyukhov D.S., Zuev S.S. The experience of using jet cementation for the device of an anti-filtration curtain in rocky soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2020. No. 9, pp. 27–33. (In Russian).
16. Nurgaliev E.I., Mayorov A.E. Rheological characteristics of specialized cement mixtures for complex isolation of mine workings. *Vestnik Kuzbasskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta*. 2018. No. 4, pp. 56–64. (In Russian).
17. Maksimova I.N., Makridin N.I., Erofeev V.T., Skachkov Yu.P. Struktura i konstruktсионnaya prochnost' tsementnykh kompozitov: monografiya [Structure and structural strength of cement composites: monograph]. Moscow: ASV. 2017. 400 p.
18. Bondarenko V.M., Fedorov V.S. Models for solving technical problems. *Perspektivy razvitiya stroitel'nogo kompleksa*. 2014. Vol. 1, pp. 262–267. (In Russian).
19. Bull John W. Linear and nonlinear numerical analysis of foundations. New York, 2009. 465 p.

УДК 624.159.1

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-21-26>

А.Г. МАЛИНИН¹, канд. техн. наук, директор (perm@maliningroup.com),
И.А. САЛМИН¹, руководитель проектного отдела;
А.Г. КОЛОСОВ², ведущий инженер проектировщик АСУ

¹ ООО «Строительная компания «ИнжПроектСтрой» (614000, г. Пермь, Комсомольский пр., 34, оф. 105)

² ООО «Специальная строительная техника» (614000, г. Пермь, д. Залесная, ул. Заводская, 1)

Опытные работы по формированию грунтоцементных элементов в мерзлых грунтах

Представлены результаты натурных экспериментов по предварительному растеплению грунтов для производства струйной цементации в мерзлых грунтах. Показана принципиальная возможность устройства грунтоцементных элементов в многолетнемерзлых грунтах при температуре от -0,5 до -2,5°C с применением стандартного набора технологического оборудования для струйной цементации грунтов. Описана последовательность проведения экспериментальных работ. На опытной площадке проведена дополнительная оптимизация параметров предложенной технологии, позволившая увеличить диаметр свай. Статья является первой в цикле статей авторов, посвященных данной тематике.

Ключевые слова: струйная цементация грунтов, многолетнемерзлые грунты, мерзлота, усиление грунтов, растепление грунта, термочоса, грунтоцементный элемент.

Для цитирования: Малинин А.Г., Салмин И.А., Колосов А.Г. Опытные работы по формированию грунтоцементных элементов в мерзлых грунтах // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 21–26.
DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-21-26>

A.G. MALININ¹, Candidate of Sciences (Engineering), Director (perm@maliningroup.com),

I.A. SALMIN¹, Head of the Project Department;

A.G. KOLOSOV², Leading engineer-designer of Automated Control Systems

¹ LLC Construction Company InzhProektStroy (34, office 105, Komsomolsky Avenue, Perm, 614000, Russian Federation)

² LLC Special Construction Equipment (1, Zavodskaya street, Zalesnaya village, Perm, 614000, Russian Federation)

Experimental Works on the Formation of Soil-Cement Elements in Frozen Soils

The results of field experiments on preliminary warming of soils for the implementation of jet cementation in frozen soils are presented. The principal possibility of the installation of soil-cement elements (SCE) in permafrost soils at temperatures from -0.5 to -2.5°C using a standard set of technological equipment for jet grouting of soils is shown. The sequence of experimental works is described. On the experimental site, additional optimization of the parameters of the proposed technology was carried out, which made it possible to increase the diameter of the piles. The article is the first in a series of articles by the authors devoted to this topic.

Keywords: jet grouting of soils, permafrost soils, permafrost, soil reinforcement, soil thawing, thermal braid, soil-cement element.

For citation: Malinin A.G., Salmin I.A., Kolosov A.G. Experimental works on the formation of soil-cement elements in frozen soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2023. No. 9, pp. 21–26. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-21-26>

Рост экономики России в современных условиях предполагает интенсивное развитие северных территорий. Освоение новых месторождений нефти, газа и других полезных ископаемых предполагает строительство промышленных сооружений и жилых зданий в условиях вечной мерзлоты.

Возведение фундаментов в многолетнемерзлых грунтах обладает рядом особенностей, одной из которых является возможное последующее растепление грунтового массива в процессе эксплуатации здания [1–10]. Это сопровождается уменьшением сцепления между минеральными частицами грунта, уплотнением грунта, сверхнормативным ростом осадок и, как следствие, локальным или полным разрушением конструкций зданий и сооружений.

В настоящей работе рассматривается возможность применения технологии струйной цементации грунтов для формирования в мерзлых грунтах грунтоцементных элементов (ГЦЭ), которые могут рассматриваться как отдельные сваи в фундаментах здания, а также как элементы, вертикально армирующие грунтовой основание для придания ему более высоких деформационных свойств и более высокой несущей способности.

Общая идея применения этой сравнительно новой для северных широт технологии заключается в следующем.

Общая идея применения этой сравнительно новой для северных широт технологии заключается в следующем.

Для качественного формирования ГЦЭ в многолетнемерзлых грунтах следует выполнить предварительное растепление грунтового массива, затем в нем сформировать тело ГЦЭ. Кроме того, интересно исследовать процесс саморазогрева тела ГЦЭ, а также последующее его охлаждение и смерзание с окружающим массивом.

Количество и длина ГЦЭ должны быть определены геомеханическим расчетом с учетом действующих нагрузок и размеров потенциальной зоны оттаявшего грунта в процессе последующей многолетней эксплуатации зданий и сооружений.

Отметим, что впервые технология струйной цементации в заполярных широтах была опробована Строительной компанией «ИнжПроектСтрой» в 2005 г. при строительстве наклонного ствола шахты «Заполярная» АО «Воркутауголь». Температура многолетнемерзлых грунтов в зоне строительства ствола составляла $-0,5^{\circ}\text{C}$. Именно на этом объекте специалистами предприятия впервые была сформулирована идея применения струйной цементации для растепления породного массива [1].

Общеизвестны такие способы растепления грунта, как пролив скважин горячей водой или нагнетание в нее высокотемпературного водяного пара, производимого парогенератором. Последний вариант предварительного растепления грунта с последующим устройством ГЦЭ представлен в работе [2]. При всех положительных результатах, полученных в ходе натурного эксперимента и приведенных в данной работе, применение парогенератора, по мнению авторов, является значительным усложнением технологии, так как ведет к многодельности работ. На первом этапе следует пробурить скважину и обработать ее паром под давлением до 10 МПа с расходом пара 1600 кг/ч, а затем переключить напорную магистраль от парогенератора к высоконапорному насосу для выполнения работ по струйной цементации. Кроме того, надо отметить высокую опасность производственного процесса. Обработка больших площадей не предполагает установку на устьях скважин какой-либо запорной арматуры, поэтому возможно травмирование персонала, находящегося на точке бурения, горячей струей пара, свободно исходящей из устья скважины.

К сожалению, в работе не изучен вопрос, как ведут себя уплотнительные пластмассовые элементы, герметизирующие соединения частей буровой колонны, при воздействии на них температуры, намного превышающей 100°C , какие должны быть дополнительные требования к напорным резинометаллическим рукавам и т. д.

Более «спокойной» технологией предварительно растепления грунта является обработка скважин

горячей водой, хотя эта технология также требует специальной дополнительной линии для подогрева большого количества потребляемой воды, последующего ее хранения, что безусловно приведет к росту дополнительных финансовых затрат.

Новое техническое решение заключается в применении технологии струйной цементации грунтов для предварительного растепления грунта и формирования в нем грунтоцементных элементов с использованием *исключительно* штатного оборудования для струйной цементации (миксер, высоконапорный насос, буровая установка) в наиболее простом варианте – однокомпонентной технологии *Jet 1* [1].

Основная идея – в подаче в скважину горячей жидкости, нагрев которой происходит в процессе ее истекания через форсунку струйного монитора. Именно при трении жидкости по внутренней поверхности форсунки выделяется значительное количество теплоты, которое и приводит к нагреву жидкости струи. В качестве рабочей жидкости может быть применена вода или цементный раствор с различными химическими добавками.

В дальнейшем набор прочности тела грунтоцементного элемента происходит в «комфортных» температурных условиях за счет температуры, выделяемой в процессе экзотермической реакции гидратации цементного раствора. Впервые саморазогрев тела ГЦЭ в процессе твердения грунтоцемента описан в монографии [1] на основе результатов измерения температуры колонн на одном из строительных объектов СК «ИнжПроектСтрой».

Опытные работы

Для оценки возможности предложенной технологии на полигоне «СК «ИнжПроектСтрой» были выполнены опытные работы. В период максимальной низкой температуры (январь–февраль 2023 г.) был откопан котлован размерами в плане $5,5 \times 2,8$ м, глубиной 3,5 м, в котором предполагалось устройство четырех ГЦЭ.

Для оценки изменения температуры в процессе выполнения работ, а также в процессе последующего наблюдения были установлены термокосы, представляющие гирлянды температурных датчиков, расположенных по глубине скважины с шагом 0,5 м. Термокосы помещали в пластмассовые трубки диаметром 40 мм, установленные на расстоянии 200, 300, 400, 500 и 1000 мм от предполагаемой точки бурения лидерной скважины. План расположения термокос вокруг лидерной скважины показан на рис. 1.

Внешний вид котлована с установленными в нем термокосами показан на рис. 2.

После установки термокос была выполнена обратная засыпка котлована песком с проливкой грунта

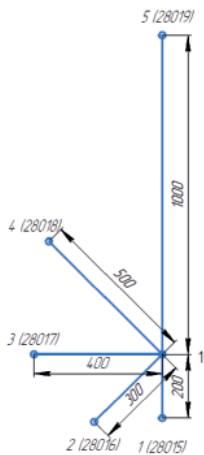


Рис. 1. План расположения термокосов вокруг скважины
Fig. 1. The layout plan of the thermocouples around the well

Рис. 2. Внешний вид котлована с установленными термокосами
Fig. 2. External view of the pit with installed thermocouples

Рис. 3. Проливка грунта обратной засыпки водой
Fig. 3. Spilling backfill soil with water

Рис. 4. Внешний вид площадки после засыпки
Fig. 4. Appearance of the site after backfilling

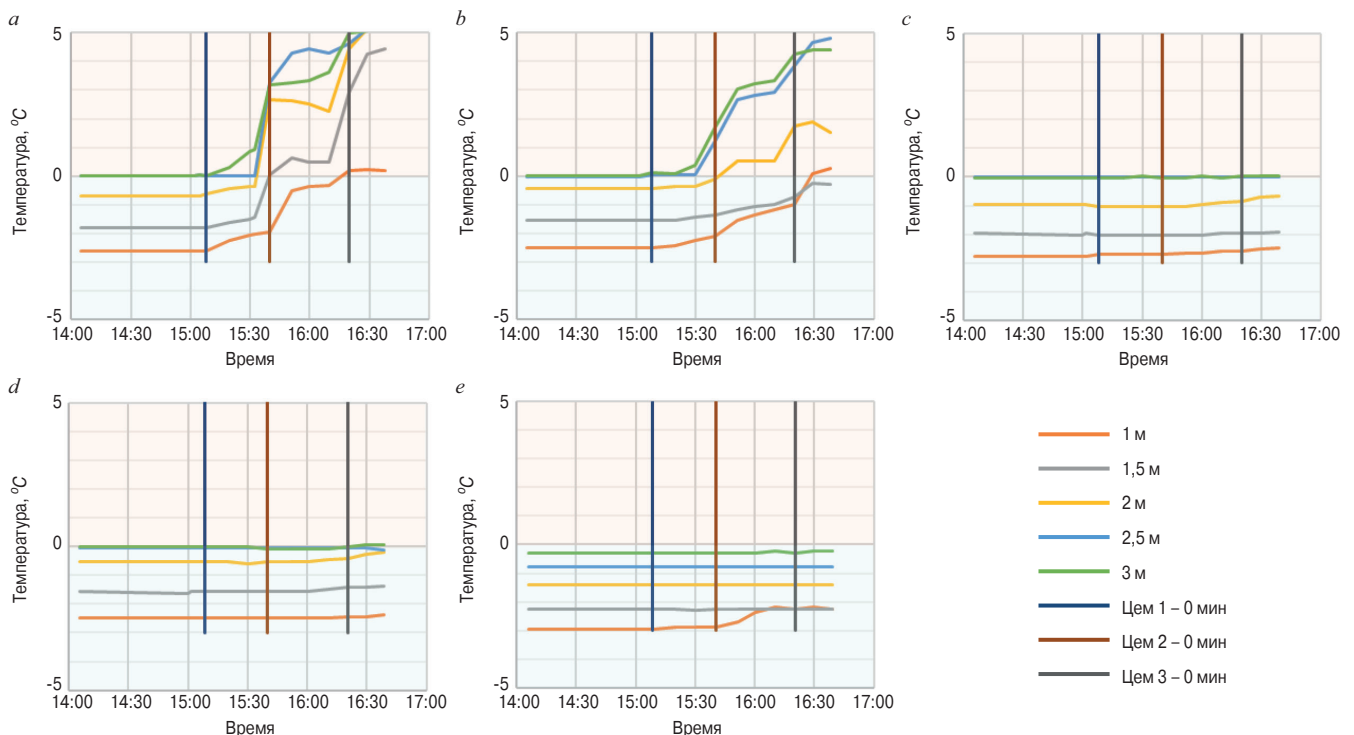


Рис. 5. Распределение температуры по глубине во время трехкратной обработки скважины: а – 200; б – 300; с – 400; д – 500; е – 1000 мм от центра скважины

Fig. 5. Temperature distribution over depth during a three-time well treatment. Distance from the center of the well: а – 200; б – 300; с – 400; д – 500; е – 1000 mm

водой (рис. 3). Внешний вид площадки после засыпки показан на рис. 4.

Последовательность опытных работ заключалась в следующем:

- бурение лидерной скважины на глубину 3,5 м;
- подъем струйного монитора с подачей цементного раствора под давлением 20 МПа. После окончания подъема производилась фиксация температуры термокос по всей глубине:

– выдержка скважины в течение 30 мин, повторный спуск монитора и последующий его подъем с подачей цементного раствора;

– выдержка скважины в течение 40 мин, третий спуск/подъем монитора с подачей цементного раствора под давлением 42 МПа.

На протяжении всего процесса обработки скважины производилось непрерывное измерение температуры окружающего массива.

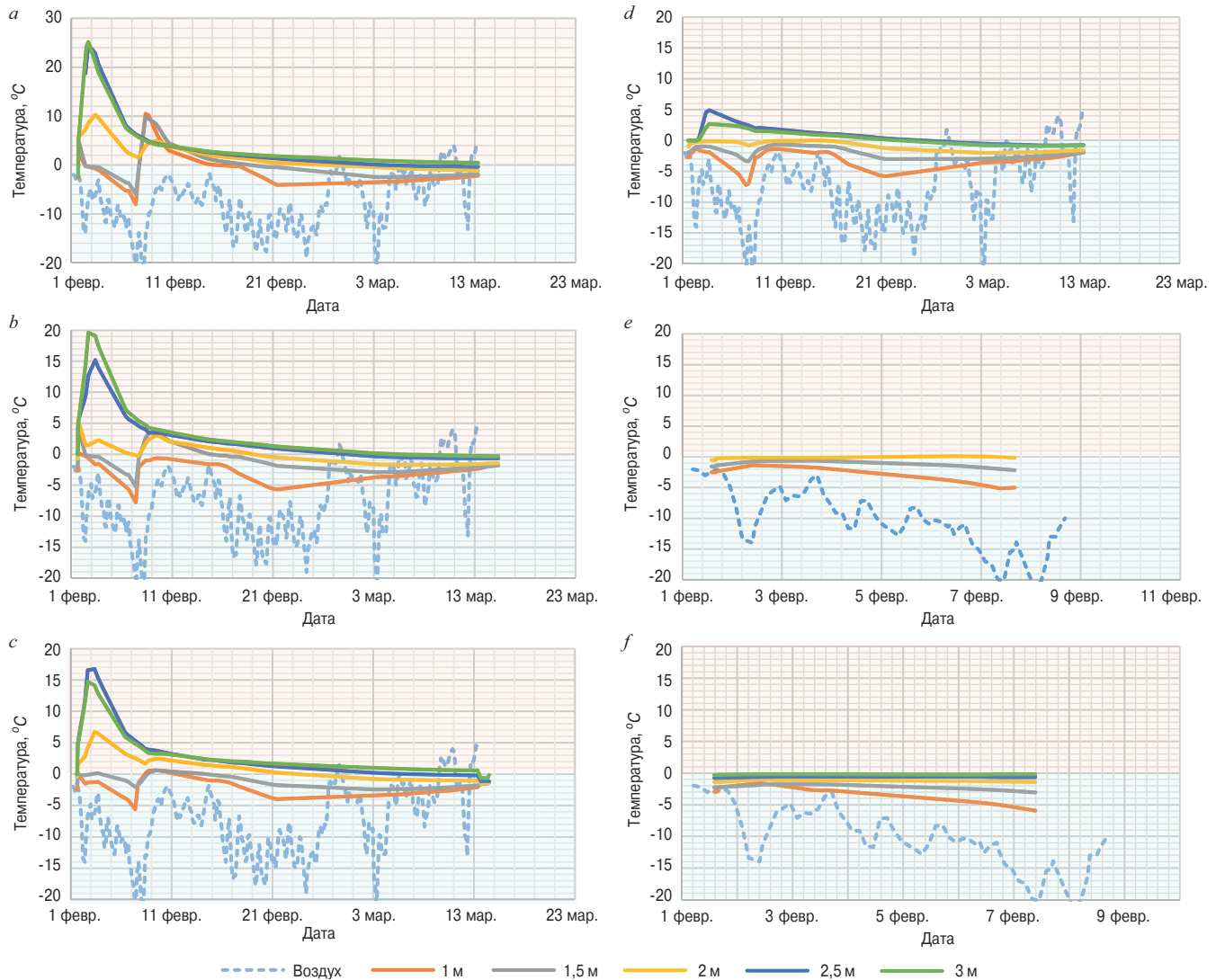


Рис. 6. Графики измерения температуры в течение 45 сут: а – в центре ГЦЭ; на расстоянии: б – 200; с – 300; д – 400; е – 500; ф – 1000 мм
 Fig. 6. Graphs of temperature measurement for 45 days: а – in the center of the GCE; at a distance: б – 200; с – 300; д – 400; е – 500; ф – 1000 mm

Кроме того, после окончания работ в центр ГЦЭ опускали дополнительную термокосу для последующих наблюдений за изменением температуры центральной части ГЦЭ в процессе твердения цементного раствора.

Наблюдение за состоянием окружающего массива в процессе устройства ГЦЭ

На рис. 5 показано распределение температуры по глубине окружающих термокос во время трехкратной обработки скважины. Результаты представлены на расстоянии 200; 300; 400; 500 и 1000 мм от центра скважины.

По оси X отложено текущее время выполнения работ, по оси Y – температура датчиков термокос. Диапазон положительной температуры окрашен розовым цветом, отрицательной – голубой (рис. 5).

Начальное распределение температуры на глубине 2,5–3 м составляло 0°C; на глубине 2 м – -0,8°C; на глубине 1,5 м -1,8°C; на глубине 1 м -2,8°C.

Результаты измерений температуры грунтового массива

На расстоянии 200 мм трехкратная обработка скважины привела к повышению температуры на глубине 2,5–3 м до положительных значений +5°C, а на глубине 1–1,5 м температура находилась в диапазоне 0,2–4,5°C.

На расстоянии 300 мм от оси лидирующей скважины температурный диапазон составил от 0,2 до 4,8°C. На расстоянии 400, 500 и 1000 мм термодатчики не показали какого-либо существенного изменения температуры.

Важно отметить, что разница показаний температуры по глубине термокос связана со значительным влиянием граничных условий. В верхней части грунт имел более низкую температуру в связи с влиянием температуры окружающего холодного воздуха, а в нижней части было заметно существенное влияние температуры непромороженной части грунтового массива.

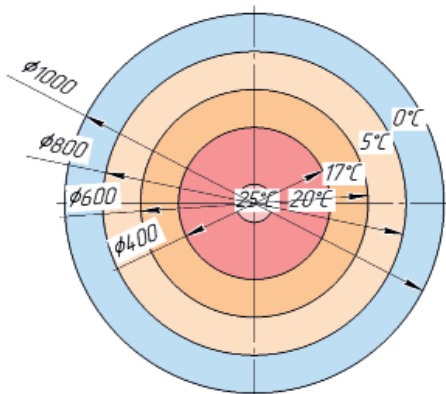


Рис. 7. Графики распределения максимальной температуры по радиусу ГЦЭ

Fig. 7. Graphs of the distribution of maximum temperatures along the SCE radius



Рис. 8. Диаметр откопанного ГЦЭ

Fig. 8. Excavated SCE diameter

В качестве вывода отметим потенциальную возможность формирования ГЦЭ радиусом 200–300 мм или диаметром 400–600 мм.

Наблюдение за состоянием окружающего массива в процессе твердения грунтоцемента

После окончания работ по формированию ГЦЭ были организованы работы по наблюдению за температурой грунтового массива, включая термодатчики в центре ГЦЭ. На рис. 6 показаны графики измерения температуры в течение 45 сут. Синей пунктирной линией показано изменение температуры воздуха в пределах строительной площадки.

Анализ графиков показывает, что приблизительно на 2–3-и сут происходит значительное выделение тепла в процессе реакции гидратации.

На рис. 6, а–с показаны результаты измерения температуры в центре ГЦЭ. Видно, что на 2–3-и сут в нижней части ГЦЭ температура поднялась до значений +25°C. В средней части температура составляла +10°C. В верхней части температура была около 0°C. Это объясняется влиянием воздуха, так как температура воздуха в этот период достигала -14°C.

Приблизительно через 7 сут максимальная температура была в диапазоне 3–8°C. В последующем все датчики показали дальнейшее понижение температуры и приблизительно на 30–40-е сут температура приблизилась к нулевой отметке, при этом некоторые датчики показали отрицательные значения, т. е. произошло смерзание тела ГЦЭ с окружающим массивом.

Аналогичная картина по динамике изменения температуры была зафиксирована термокосой, расположенной от центра на 200 мм. Хотя максимальное значение температуры достигало всего +20°C.

На расстоянии 300 мм максимальный уровень температуры составлял +17°C. Интересно, что разогрев тела ГЦЭ привел к повышению температуры в при-

легающем массиве. Так, на расстоянии 400 мм наблюдалось повышение температуры до +5°C.

На расстоянии 500 мм все датчики показали отсутствие какого-либо изменения температуры. Отметим, что к концу срока наблюдения было зафиксировано общее понижение температуры окружающего массива, связанное со значительным похолоданием в районе опытного полигона. Температура воздуха опускалась ниже -20°C, что привело к понижению температуры верхней части ГЦЭ до -5°C.

Абсолютно аналогичная картина по распределению температуры была зафиксирована термокосой, расположенной на расстоянии 1000 мм.

Таким образом, представленные графики показали, что на расстоянии 200–300 мм от центра скважины произошло повышение температуры до 20–25°C, что свидетельствует о формировании ГЦЭ диаметром 400–600 мм. В окружающей кольцевой зоне диаметром 600–800 мм произошло растепление массива до положительной температуры.

Распределение максимальной температуры по радиусу ГЦЭ представлено на рис. 7.

После окончания измерения температуры выполнена откопка части котлована вокруг скважины и установлено, что диаметр скважины составил приблизительно 520–605 мм (рис. 8).

Из сформированного ГЦЭ были отобраны крены. Прочность образцов грунтоцемента составила от 1,2 до 4,5 МПа. Высокая неоднородность прочностных свойств обуславливается высокой неоднородностью распределения температуры по глубине ГЦЭ. В дальнейшем с целью повышения однородности следует применять дополнительные меры по уменьшению влияния температуры окружающего воздуха, например с помощью укладки слоя пеноплекса на дно котлована и головы ГЦЭ.

Выводы

Выполненные опытные работы показали принципиальную возможность устройства ГЦЭ в многолетнемерзлых грунтах от -0,5 до -2,5°C с применением стандартного набора технологического оборудования для струйной цементации грунтов. В дальнейшем на этой опытной площадке была проведена дополнительная оптимизация параметров предложенной технологии, позволившая увеличить диаметры свай. Данный материал будет опубликован в последующих статьях авторов.

Список литературы

1. Малинин А.Г. Струйная цементация грунтов. М.: Стройиздат, 2010. 226 с.
2. Зуев С.С., Каменских Е.М., Маковецкий О.А. О возможности применения технологии струйной цементации грунта в зоне многолетнемерзлых грунтов // *Жилищное строительство*. 2022. № 9. С. 32–39. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-9-32-39>
3. Малинин А.Г., Салмин И.А. К вопросу об отклонении скважин от вертикали при струйной цементации грунтов // *Жилищное строительство*. 2021. № 9. С. 10–16. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-10-16>
4. Ильичев В.А., Готман В.Н., Назаров В.П. Расчетное обоснование использования jet-grouting для снижения дополнительных осадок существующего здания от строительства подземного многофункционального комплекса // *Вестник гражданских инженеров*. 2009. № 2 (19). С. 95–97.
5. Готман А.Л., Хурматуллин М.Н. Исследование работы свай, изготовленных методом струйной цементации в глинистых грунтах // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2012. № 4. С. 16–19.
6. Ильичев В.А., Никифорова Н.С., Коннов А.В. Влияние преобразования грунтов криолитозоны на их температурное состояние в основании здания // *Жилищное строительство*. 2022. № 9. С. 12–17. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-9-12-17>
7. Соколов Н.С. Технология увеличения несущей способности основания // *Строительные материалы*. 2019. № 6. С. 67–72. DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2019-771-6-67-71>
8. Мангушев Р.А., Денисова О.О. Влияние технологического воздействия изготовления горизонтальной диафрагмы методом jet-grouting на ограждение котлована типа «стена в грунте» // *Жилищное строительство*. 2022. № 9. С. 25–31. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-9-25-31>
9. Никонорова И.В., Соколов Н.С. Строительство и территориальное освоение оползнеопасных склонов Чебоксарского водохранилища // *Жилищное строительство*. 2017. № 9. С. 13–19.
10. Пальянов Ю.Н., Непомнящих А.И. Современные проблемы экспериментальной минералогии, петрологии и геохимии // *Геология и геофизика*. 2023. № 8. С. 1069–1072.
11. Кудрявцев С.А., Сахаров И.И., Парамонов В.Н. Промерзание и оттаивание грунтов (практические примеры и конечно-элементные расчеты). СПб.: Георекострукция, 2014. 248 с.
2. Zuev S.S., Kamenskikh E.M., Makovetskiy O.A. On the possibility of applying the technology of jet grouting of soil in the zone of permafrost soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2022. No. 9, pp. 32–39. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-9-32-39>
3. Malinin A.G., Salmin I.A. On the issue of the deviation of wells from the vertical during jet cementation of soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 9, pp. 10–16. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-10-16>
4. Ilyichev V.A., Gotman V.N., Nazarov V.P. Calculation justification of the use of jet-grouting to reduce additional precipitation of an existing building from the construction of an underground multifunctional complex. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2009, pp. 95–97.
5. Gotman A. L., Khurmatullin M.N. Investigation of the work of piles made by the method of jet cementation in clay soils. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 2012. No. 4, pp. 16–19.
6. Ilyichev V.A., Nikiforova N.S., Konnov A.V. The effect of the transformation of cryolithozone soils on their temperature state at the base of the building. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2022. No. 9, pp. 12–17. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-9-12-17>
7. Sokolov N.S. Technology of increasing a base bearing capacity. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2019. No. 6, pp. 67–72. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2019-771-6-67-71>
8. Mangushev R.A., Denisova O.O. The effect of the technological impact of the manufacture of a horizontal diaphragm by jet-grouting on the enclosure of a pit of the “wall in the ground” type. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2022. No. 9, pp. 25–31. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-9-25-31>
9. Nikonorova I.V., Sokolov N.S. Construction and territorial development of landslide slopes of the Cheboksary water reservoir. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 9, pp. 13–19. (In Russian).
10. Palyanov Yu.N., Nepomnyashchikh A.I. Modern problems of experimental mineralogy, petrology and geochemistry. *Geologiya i geofizika*. 2023. No. 8, pp. 1069–1072. (In Russian).
11. Kudryavtsev S.A., Sakharov I.I., Paramonov V.N. Promerzanie i ottaivanie gruntov (prakticheskie primery i konechno-elementnye raschety) [Freezing and thawing of soils (practical examples and finite element calculations)]. Saint Petersburg: Georeconstruction. 2014. 248 p.

References

1. Malinin A.G. Struinaya tsementatsiya gruntov [Jet cementation of soil]. Moscow: Stroyizdat. 2010. 226 p.

УДК 621.6.072

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-27-40>

В.М. ПОЛУНИН, канд. техн. наук (n1ce2u@yandex.ru)

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет
(190005, г. Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., 4)

Аналитические и численные методы определения напряженного состояния грунтового массива при решении плоской задачи

В условиях современных реалий, когда зарубежные программные расчетные комплексы могут полностью оказаться недоступными, существует необходимость в отечественных современных продуктах. Стоит отметить важность повышения качества учебного и научного материала в вопросах численных методов применительно к инженерно-строительным специальностям. Существует ряд фундаментальных работ, в которых изложены основные математические принципы и реализация расчетов напряженного деформируемого состояния грунта при различных случаях. Зачастую информация в литературе может содержать опечатки или быть не полностью раскрытой, поэтому особенно важно изложить материал подробно и с примерами, чтобы обеспечить повторяемость результатов читателями. В статье подробно описан метод численного расчета упругой задачи грунтовой среды с помощью метода конечных элементов. Выбранный метод позволяет учитывать взаимодействие различных физических характеристик материалов. Особое внимание уделено процедурной части а именно генерации локальных матриц жесткости и векторов правой части, и особенностям их расчета. В итоге приведено сопоставление величин нормальных и касательных напряжений по результатам численного моделирования и строгих аналитических выражений. Для сопоставления результатов был выбран готовый программный комплекс Plaxis с закрытым кодом, что не позволяет скопировать его, однако позволяет по выбранным критериям определить точность созданного автором МКЭ решателя. Верификация результатов расчета в Mathcad, полученных автором, подтверждается сходимостью характера изополей напряжения, которые также были получены в расчетном комплексе Plaxis. В выводах были выделены недостатки и предложены способы их решения.

Ключевые слова: численное моделирование, метод конечных элементов, упругая задача, плоская постановка задачи, закон Гука, граничные условия Дирихле, граничные условия Неймана, расчетный комплекс Mathcad, расчетный комплекс Plaxis.

Для цитирования: Полуни В.М. Аналитические и численные методы определения напряженного состояния грунтового массива при решении плоской задачи // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 27–40.

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-27-40>

V.M. POLUNIN, Candidate of Sciences (Engineering) (n1ce2u@yandex.ru)
St. Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering (4, 2nd Krasnoarmeyskaya Street, St. Petersburg, 190005, Russian Federation)

Analytical and Numerical Methods for Determining the Stressed State of a Soil Massif in Solving a Plane Problem

In the conditions of modern realities, when foreign software settlement systems may be completely inaccessible, there is a need for domestic modern products. It is worth noting the importance of improving the quality of educational and scientific material in matters of numerical methods in relation to engineering and construction specialties. There are a number of fundamental works that outline the basic mathematical principles and implementation of calculations of the stressed deformable state of the soil in various cases. Often, information in the literature may contain typographical errors or be incompletely disclosed, so it is especially important to present the material in detail and with examples to ensure repeatability of the results by readers. In the article describes in detail the method of numerical calculation of the elastic problem of the soil medium using the finite element method. The chosen method makes it possible to take into account the interaction of various physical characteristics of materials. Particular attention is paid to the procedural part, namely the generation of local stiffness matrices and right-hand side vectors, and the peculiarities of their calculation. As a result, a comparison is made of the values of normal and shear stresses based on the results of numerical simulation and rigorous analytical expressions. To compare the results, a ready-made closed source Plaxis software package was chosen, which does not allow to copy it, but allows, according to the selected criteria, to determine the accuracy of the solver created by the FEM author. Verification of the calculation results in Mathcad, obtained by the author, is confirmed by the convergence of the nature of stress isofields, which were also obtained in the Plaxis calculation complex. In the conclusions, the author identified shortcomings and proposed ways to solve them.

Keywords: numerical modeling, finite element method, elastic problem, plane problem statement, Hooke's law, Dirichlet boundary conditions, Neumann boundary conditions, Mathcad calculation complex, Plaxis calculation complex.

For citation: Polunin V.M. Analytical and numerical methods for determining the stressed state of a soil massif in solving a plane problem. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2023. No. 9, pp. 27–40. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-27-40>

В геотехнической практике основным методом расчета грунтовых оснований является численный метод конечных элементов [1, 2, 5, 14, 17, 18]. Такой подход обусловлен возможностью учитывать в численном расчете взаимодействие конструкций и грунта основания, взаимодействие материалов, обладающих линейными и нелинейными свойствами, сложное напластование грунтов [5, 15, 16]. Современные расчетные комплексы содержат: множество моделей грунта, каждая из которых применима для решения соответствующей задачи, удобный интерфейс для создания расчетной схемы и разбиения сетки конечных элементов [7, 8]. Однако в таких расчетных комплексах, ввиду их коммерческого признака, код программы закрыт для пользователей, что делает невозможным добавлять пользовательские или вносить изменения в существующие модели грунтов (Цытович Н.А. Механика грунтов. М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1963. 437 с.) для возможности учета специфических условий, характерных для слабых грунтов Санкт-Петербурга [9, 11–13] или же температурных задач [10]. В связи с этим появляется необходимость в создании собственного численного решателя с открытым кодом, в который можно вносить изменения, для учета нестандартных и специфических условий.

В данной статье рассмотрен алгоритм решения упругой задачи в плоской постановке методом конечных элементов; приведено сопоставление результатов численного расчета упругой задачи со строгими аналитическими решениями по определению природных напряжений в грунте, определению напряжений от внешней полосовой и точечной нагрузки; приведено сопоставление результатов с программным комплексом Plaxis.

Методы

Плоское напряженное состояние

В трехмерной постановке компоненты напряжений и деформаций в точке полупространства описываются в виде трехмерных тензоров, однако большинство упругих задач в геотехнике могут быть решены в плоской постановке, что позволяет упростить решение, сократив компоненты тензоров напряжений и деформаций посредством введения определенных допущений в расчетную схему грунтового массива.

При решении упругой задачи в плоской постановке используется задача плоской деформации или же *plane strain*. В рамках данной задачи грунтовой массив представляет собой призму, вытянутую вдоль оси, перпендикулярной рассматриваемой плоскости. Благодаря такому представлению могут быть введены допущения об отсутствии деформаций вдоль

оси, перпендикулярной рассматриваемой плоскости, и расчетная схема может быть представлена в виде основания призмы. Подробнее о задаче плоской деформации в [4].

Основной закон, лежащий в основе плоской упругой задачи

Характер зависимостей, связывающих напряжения и деформации в точке среды, определяет ее поведение под нагрузкой. В основу упругой задачи положен закон Гука, связывающий напряжения и деформации линейными уравнениями теории упругости.

В рамках упругой задачи плоской деформации справедливы следующие зависимости теории упругости [1]:

$$\begin{cases} \sigma_x = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \cdot (\varepsilon_x(1-\nu) + \varepsilon_y\nu) \\ \sigma_y = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \cdot (\varepsilon_y(1-\nu) + \varepsilon_x\nu), \\ \tau_{xy} = \tau_{yx} = \frac{E}{2(1+\nu)} \cdot \gamma_{xy} \end{cases}, \quad (1)$$

где σ_x, σ_y – напряжения вдоль осей x, y , кН/м^2 ; τ_{xy} – касательные напряжения, кН/м^2 ; $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ – относительные деформации вдоль осей x, y ; γ_{xy} – сдвиговые деформации, рад; E – модуль деформации, кН/м^2 ; ν – коэффициент бокового расширения.

Поскольку целью метода конечных элементов (далее – МКЭ) является вычисление перемещений большого количества точек массива грунта, то при решении задач МКЭ используют математический аппарат теории матриц, позволяющий упростить решение задач, содержащих в себе большой объем данных [2].

Компоненты напряжений и деформаций из (1) можно представить в матричной форме записи в виде векторов [1]:

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}, \quad \{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}. \quad (2)$$

Выразив векторы напряжений (2) из системы (1), получим закон Гука в матричном виде:

$$\begin{aligned} \{\sigma\} &= [D]\{\varepsilon\} \\ &\downarrow \\ \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} &= \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \cdot \begin{Bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{Bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}, \quad (3) \end{aligned}$$

где $[D]$ – матрица свойств элементов:

$$[D] = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \cdot \begin{Bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{Bmatrix}. \quad (4)$$

Общее представление о методе конечных элементов

Целью метода конечных элементов (далее – МКЭ) является нахождение неизвестного параметра, ко-

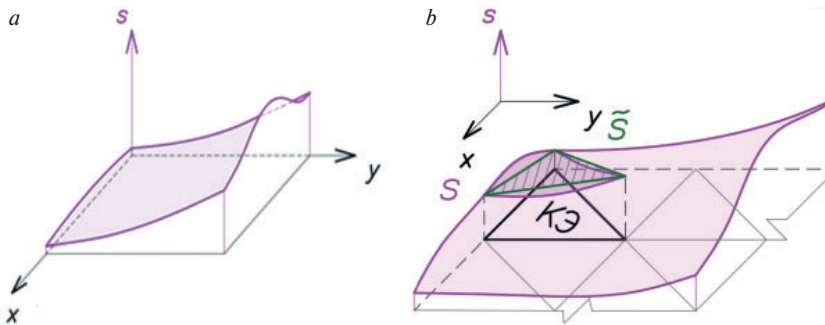


Рис. 1. Функция поверхности искомого параметра s (а); приближенное решение функции \tilde{s} (б)
Fig. 1. Surface function of the desired parameter s (a); approximate solution of the function \tilde{s} (b)

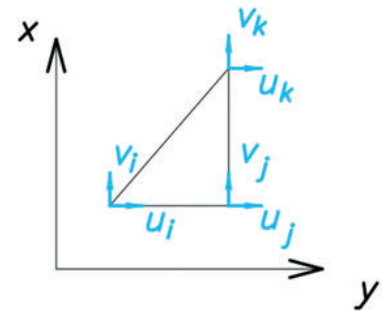


Рис. 2. Компоненты перемещений u, v в i, j, k -узлах КЭ
Fig. 2. Displacement components in FE nodes

торый описывается функцией. Пусть $s(x, y)$ – искомый параметр. В рамках плоской задачи функция искомого параметра $s(x, y)$ описывает поверхность определенной формы, представленной на рис. 1 фиолетовым цветом [3]. Форма этой поверхности зависит от: координат x, y ; основополагающего закона (в нашем случае закон Гука) и граничных условий (связи, нагрузки).

В основе МКЭ заложен принцип дискретизации – разбиение расчетной области на конечные элементы (далее – КЭ), связанные в узлах. Значения искомого параметра определяются в узлах КЭ и аппроксимируются между ними, в результате чего мы получаем лишь приближенное решение \tilde{s} , представленное на рис. 1, б в рамках одного КЭ зеленым цветом.

В общем виде для решения задачи посредством МКЭ составляется система линейных уравнений, которая содержит в себе искомые значения неизвестного параметра, граничные условия перемещений и нагрузок, объемные силы и основополагающие законы, характеризующие линейные и нелинейные свойства материала. Количество уравнений в системе соответствует количеству узлов сетки КЭ. Однако решить такое большое количество уравнений не представляется возможным. В связи с этим составляется матричный аналог системы из трех основных матриц, содержащих в себе все вышеупомянутые исходные данные:

$$\{s\} = [K]^{-1} \{R\}, \quad (5)$$

где $\{s\}$ – вектор значений функции искомого параметра в узлах (в нашем случае искомый параметр – перемещение); $[K]^{-1}$ – глобальная матрица жесткости элементов, содержащая в себе базисные функции [1], свойства материала КЭ (в нашем случае упругие свойства) и граничные условия по перемещению. Состоит из локальных матриц жесткости, определяемых для каждого КЭ; $\{R\}$ – вектор правой части или же вектор известных значений, содержащий в себе граничные условия нагрузок и перемещений, а также объемные силы (в нашем случае собственный вес

грунта). Состоит из локальных векторов правой части, определяемых для каждого КЭ. Запись (7) является основным уравнением МКЭ.

Алгоритм решения задачи упругости плоской деформации. Формирование матрицы производных функций формы

В задаче упругости плоской деформации искомыми параметрами являются перемещения u и v вдоль координат x, y соответственно. Разбив расчетную область на трехузловые КЭ значения искомого параметра в рамках каждого элемента, для упрощения решения они представлены не гладкими функциями, а в виде функций линейных полиномов [1]:

$$\begin{aligned} u(x, y) &= a_1 + a_2x + a_3y \\ v(x, y) &= a_4 + a_5x + a_6y, \end{aligned} \quad (6)$$

где $u(x, y), v(x, y)$ – функции перемещений в рамках одного КЭ вдоль оси x, y соответственно (далее по тексту u, v); $a_1 \dots a_6$ – набор констант.

Для каждого узла будет существовать свой набор компонент перемещений по u, v (рис. 2):

$$\begin{cases} u_i = a_1 + a_2x_i + a_3y_i \\ u_j = a_1 + a_2x_j + a_3y_j \\ u_k = a_1 + a_2x_k + a_3y_k \\ v_i = a_4 + a_5x_i + a_6y_i \\ v_j = a_4 + a_5x_j + a_6y_j \\ v_k = a_4 + a_5x_k + a_6y_k \end{cases}, \quad (7)$$

где u_i, u_j, u_k – компоненты перемещений в i, j, k -узлах КЭ вдоль оси x ; v_i, v_j, v_k – компоненты перемещений в i, j, k -узлах КЭ вдоль оси y ; $a_1 \dots a_6$ – набор констант.

В матричной форме записи компоненты перемещений и констант имеют следующий векторный вид:

$$\{\delta\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \\ u_k \\ v_i \\ v_j \\ v_k \end{Bmatrix}, \quad \{a\} = \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ a_5 \\ a_6 \end{Bmatrix}, \quad (8)$$

где $\{\delta\}$ – вектор перемещений; $\{a\}$ – вектор, содержащий в себе константы.

Рассмотрим первые три компоненты u_i, u_j, u_k перемещения u . Воспользовавшись математическим аппаратом матричной алгебры, выразим константы a_1, a_2, a_3 из (7) [1]:

$$\begin{aligned} a_1 &= \frac{1}{2\Delta} [(x_j y_k - x_k y_j)u_i + (x_k y_i - x_i y_k)u_j + (x_i y_j - x_j y_i)u_k], \\ a_2 &= \frac{1}{2\Delta} [(y_j - y_k)u_i + (y_k - y_i)u_j + (y_i - y_j)u_k], \\ a_3 &= \frac{1}{2\Delta} [(x_k - x_j)u_i + (x_i - x_k)u_j + (x_j - x_i)u_k], \end{aligned} \quad (9)$$

где 2Δ – удвоенная площадь рассматриваемого треугольного КЭ.

Площадь треугольного КЭ может быть найдена как половина определителя матрицы формы $[A]$, содержащей в себе координаты рассматриваемого КЭ [1]:

$$[A] = \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k \end{bmatrix} \rightarrow \frac{\det(A)}{2} = \frac{1}{2} D = \Delta, \quad (10)$$

где $\det(A)$ – определитель матрицы формы треугольного КЭ.

Подставим в первые три уравнения системы (7) полученные коэффициенты (9). После подстановки и математических преобразований получаем функцию, описывающую приближенную форму искомого параметра над рассматриваемым КЭ:

$$u = u_i N_i + u_j N_j + u_k N_k, \quad (11)$$

где $N_i(x, y), N_j(x, y), N_k(x, y)$ – базисные функции формы (далее по тексту N_i, N_j, N_k) [3]:

$$\begin{aligned} N_i &= \frac{1}{2\Delta} [a_i + b_i x + c_i y] \text{ и } \begin{cases} a_i = x_j y_k - x_k y_j \\ b_i = y_j - y_k \\ c_i = x_k - x_j \end{cases} \\ N_j &= \frac{1}{2\Delta} [a_j + b_j x + c_j y] \text{ и } \begin{cases} a_j = x_k y_i - x_i y_k \\ b_j = y_k - y_i \\ c_j = x_i - x_k \end{cases} \\ N_k &= \frac{1}{2\Delta} [a_k + b_k x + c_k y] \text{ и } \begin{cases} a_k = x_i y_j - x_j y_i \\ b_k = y_i - y_j \\ c_k = x_j - x_i \end{cases} \end{aligned} \quad (12)$$

где a, b, c – коэффициенты при базисных функциях, содержащих в себе координаты КЭ и определяемых попеременной подстановкой индексов i, j, k против часовой стрелки. Подробнее о базисных функциях формы в [1, 3].

Полученные функции формы будут точно такими же, как и для компонент перемещений v , в связи с этим 3 функции формы (12) и 6 компонент перемещений (7) объединятся в одну систему:

$$\left. \begin{aligned} u &= u_i N_i + u_j N_j + u_k N_k \\ v &= v_i N_i + v_j N_j + v_k N_k \end{aligned} \right\}. \quad (13)$$

Относительные деформации связаны с перемещениями через частные производные [1]:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = N'_{ix} u_i + N'_{jx} u_j + N'_{kx} u_k$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = N'_{iy} v_i + N'_{jy} v_j + N'_{ky} v_k$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial u}{\partial x} = N'_{iy} v_i + N'_{jy} v_j + N'_{ky} v_k + N'_{ix} u_i + N'_{jx} u_j + N'_{kx} u_k. \quad (14)$$

Подставив (12) в (14), получим следующую форму записи относительных деформаций:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{2\Delta} (b_i u_i + b_j u_j + b_k u_k)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{1}{2\Delta} (c_i v_i + c_j v_j + c_k v_k)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{2\Delta} [(c_i v_i + c_j v_j + c_k v_k) + (b_i u_i + b_j u_j + b_k u_k)]. \quad (15)$$

Выразив из (15) вектор перемещений (8), получим матрицу, связывающую перемещения и относительные деформации, или же матрицу производных функций формы:

$$\{\varepsilon\} = [B]\{\delta\}, \quad (16)$$

где $[B]$ – матрица производных функций формы.

Матрица производных функций формы имеет следующий вид:

$$[B] = \begin{bmatrix} b_i & b_j & b_k & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_i & c_j & c_k \\ c_i & c_j & c_k & b_i & b_j & b_k \end{bmatrix} \downarrow$$

$$[B] = \begin{bmatrix} y_j - y_k & y_k - y_i & y_i - y_j & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & x_k - x_j & x_i - x_k & x_j - x_i \\ x_k - x_j & x_i - x_k & x_j - x_i & y_j - y_k & y_k - y_i & y_i - y_j \end{bmatrix}. \quad (17)$$

Локальная матрица жесткости и локальный вектор правой части

Для того чтобы найти компоненты вектора перемещений (6), согласно (5) необходимо определить глобальную матрицу жесткости и глобальный вектор правой части, которые состоят из соответствующих локальных матриц и векторов.

Локальная матрица жесткости определяется из условия равенства работ внешней силы и работ внутренних напряжений при малых перемещениях [1]. Поскольку локальная матрица жесткости содержит в себе базисные функции формы и упругие свойства материала КЭ, то справедливо отметить, что локальная матрица жесткости содержит в себе матрицы (17) и (4):

$$[K] = \int_S [B]^T [D][B] dS = \Delta [B]^T [D][B], \quad (18)$$

где S – площадь интегрирования КЭ.

Знак интегрирования по площади в записи (18) означает, что каждый член матрицы $[K]$ представляет собой интеграл по площади элемента. Интегрирование по площади элемента может быть заменено умножением подынтегрального выражения на площадь КЭ – Δ [1].

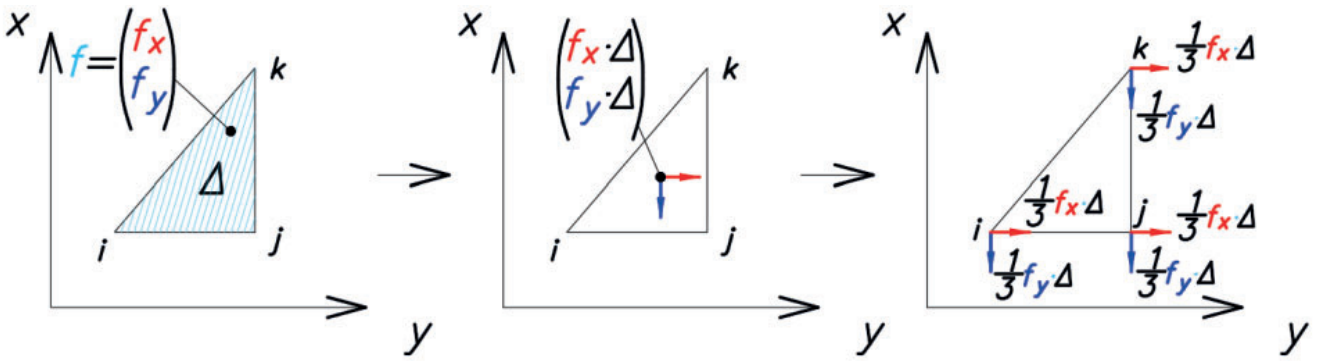


Рис. 3. Распределение объемных сил равномерно по узлам КЭ
Fig. 3. Distribution of body forces uniformly over the FE nodes

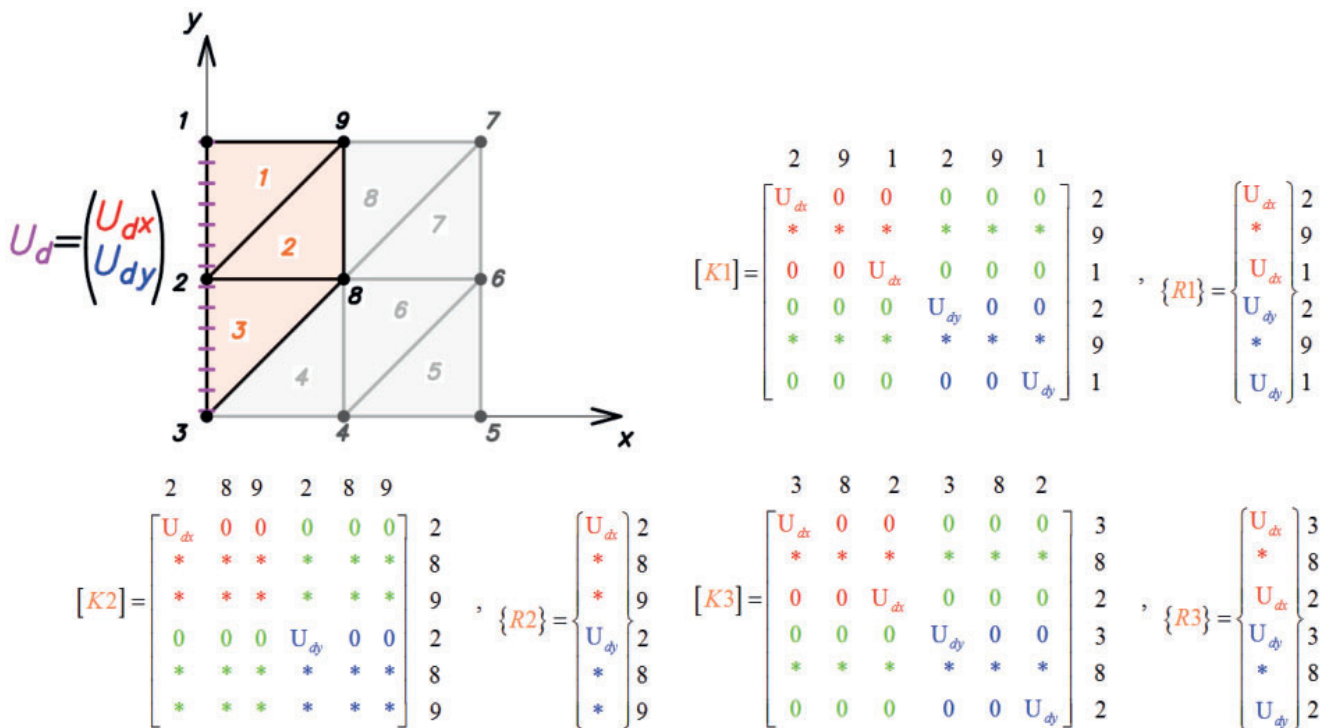


Рис. 4. Учет граничных условий Дирихле в локальной матрице жесткости и локальном векторе правой части для КЭ № 1, 2, 3
Fig. 4. Accounting for Dirichlet boundary conditions in the local stiffness matrix and the local vector of the right side for FE № 1, 2, 3

Количество компонент перемещений одного КЭ (8) определяет размерность локальной матрицы жесткости. При наличии 6 компонент перемещений локальная матрица жесткости будет иметь размерность 6 на 6:

$$[K] = \begin{bmatrix} * & * & * & * & * & * \\ * & * & * & * & * & * \\ * & * & * & * & * & * \\ * & * & * & * & * & * \\ * & * & * & * & * & * \\ * & * & * & * & * & * \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix}, \quad (19)$$

где $K_{21}=K_{12}$ – блоки матрицы, отвечающие за жесткостные параметры элемента при сдвиге относительно оси x , y соответственно; K_{11} , K_{22} – блоки матрицы, отвечающие за жесткостные параметры КЭ при пе-

ремещении его узлов вдоль оси x , y соответственно; * – некое числовое значение элемента матрицы.

Элементы главной диагонали каждого блока матрицы (19) содержат жесткостные параметры, характерные для соответствующих узлов КЭ, а оставшиеся элементы блока содержат жесткостные параметры между соседними узлами рассматриваемого КЭ.

Как упоминалось ранее в п. 2.2, локальный вектор правой части – это вектор, содержащий в себе известные значения, такие как объемные силы, граничные условия нагрузок и перемещений. Локальный вектор правой части ровно так же, как и локальная матрица жесткости, определяется размерностью компонент перемещений (6). При наличии 6 компонент перемещений локальный вектор правой части будет иметь размерность 1 на 6:

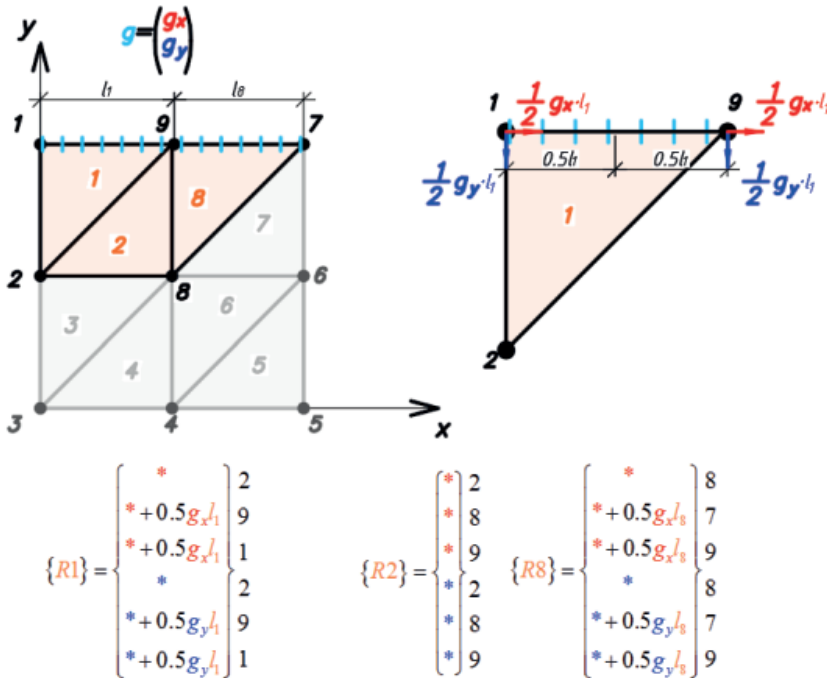


Рис. 5. Учет граничных условий Неймана в локальном векторе правой части для КЭ № 1, 2, 8

Fig. 5. Accounting for the Neumann boundary conditions in the local vector of the right side for FE No. 1, 2, 8

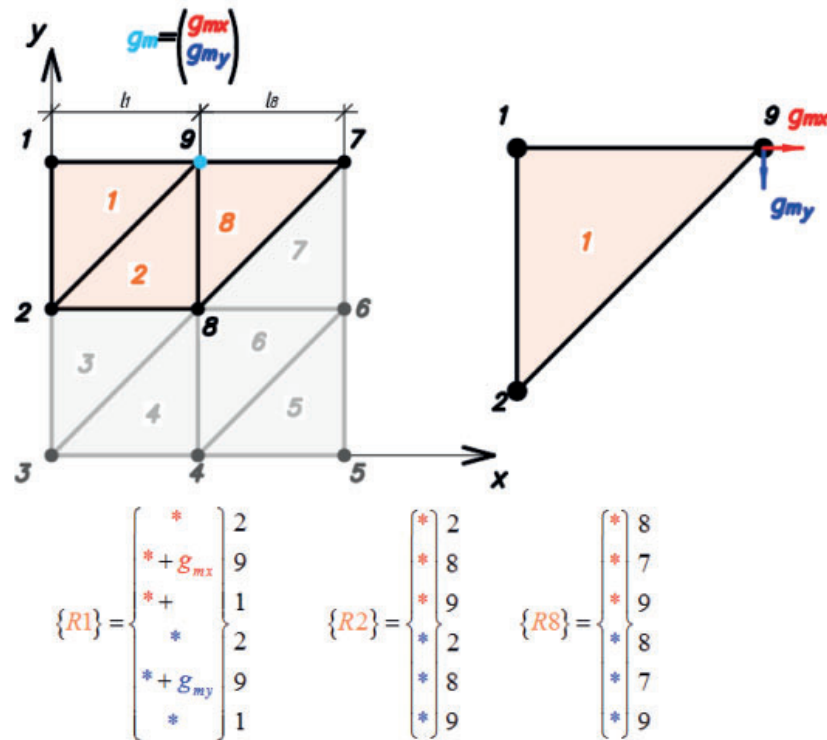


Рис. 6. Учет точечной нагрузки, приложенной к общему узлу для КЭ № 1, 2, 8

Fig. 6. Accounting for a point load applied to a common node for FE No. 1, 2, 8

$$\{R\} = \begin{Bmatrix} * \\ * \\ * \\ * \\ * \\ * \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \end{Bmatrix}, \quad (20)$$

где R_1, R_2 – блоки вектора правой части, отвечающие за силы, действующие в узлах элемента в направлении осей x, y соответственно.

Составляющая объемных сил, входящая в состав локального вектора правой части, в рамках решения инженерных задач представляет собой объемный вес материала грунта и конструкций. Пусть f – объемная сила, кН/м^3 . Объемная сила распределена по всему объему грунта или конструкции. Однако в задачах, решаемых в плоской постановке, объемная сила распределяется по площади конструкции в рассматриваемой плоскости и вдоль одного погонного метра в направлении, перпендикулярном рассматриваемой плоскости.

Для того чтобы учесть в локальном векторе правой части объемные силы, действующие равномерно по всему объему КЭ, их необходимо распределить по узлам в рамках каждого КЭ поровну. Распределить объемную силу f по узлам КЭ можно, преобразовав ее в сосредоточенную силу путем умножения f на площадь КЭ с последующим делением получившейся силы на количество узлов КЭ (рис. 3).

Объемная сила f в локальном векторе правой части (20), распределенная в узлах по соответствующим блокам R_1, R_2 , будет иметь следующую форму записи:

$$\{R\} = \begin{Bmatrix} \frac{1}{3} f_x \frac{1}{2} D \\ \frac{1}{3} f_x \frac{1}{2} D \\ \frac{1}{3} f_x \frac{1}{2} D \\ \frac{1}{3} f_y \frac{1}{2} D \\ \frac{1}{3} f_y \frac{1}{2} D \\ \frac{1}{3} f_y \frac{1}{2} D \end{Bmatrix}, \quad (21)$$

где f_x, f_y – составляющие объемной силы, действующие по направлению осей x, y соответственно; $\frac{1}{2} D$ – площадь КЭ (10).

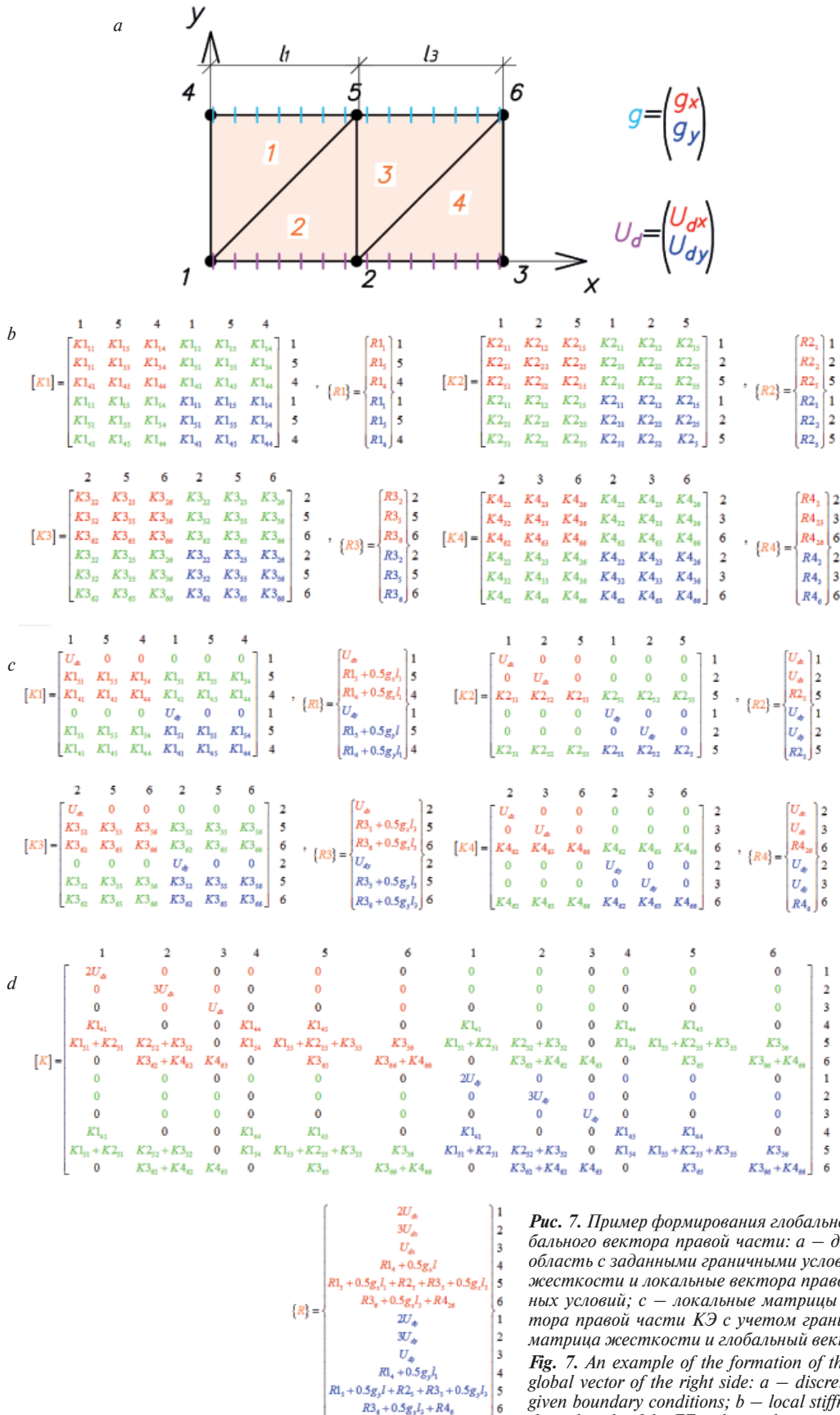


Рис. 7. Пример формирования глобальной матрицы жесткости и глобального вектора правой части: а – дискретизированная расчетная область с заданными граничными условиями; б – локальные матрицы жесткости и локальные вектора правой части КЭ без учета граничных условий; в – локальные матрицы жесткости и локальные вектора правой части КЭ с учетом граничных условий; г – глобальная матрица жесткости и глобальный вектор правой части

Fig. 7. An example of the formation of the global stiffness matrix and the global vector of the right side: а – discretized computational domain with given boundary conditions; б – local stiffness matrices and local vectors of the right side of the FE without taking into account the boundary conditions; в – local stiffness matrices and local vectors of the right side of the FE, taking into account the boundary conditions; г – global stiffness matrix and global vector of the right side

Учет сил граничных условий нагрузок и перемещений будет рассмотрен далее.

Учет граничных условий

Как упоминалось ранее, в общем виде матричную запись (5) можно представить как систему уравнений, каждая строка которой будет содержать в себе определенное количество неизвестных. Учет граничных условий позволяет привести количество неизвестных к равному количеству уравнений системы и тем самым сделать задачу решаемой. Существует два типа граничных условий: граничные условия по перемещениям (условия Дирихле) и граничные условия по нагрузке (условия Неймана).

Граничные условия Дирихле задают известное значение по перемещениям u и v , описываемое функцией U_d , для выбранных границ расчетной схемы:

$$U_d = \begin{pmatrix} U_{dx} \\ U_{dy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix}. \quad (22)$$

Условия Дирихле учитываются в элементах локальной матрицы жесткости и локального вектора правой части, которые соответствуют узлам КЭ, попавшим на эти границы по следующему правилу: значения U_{dx} и U_{dy} присваиваются элементам главной диагонали блоков K_{11} , K_{22} матрицы (19) и строкам блоков R_1 , R_2 вектора (20) соответственно, оставшиеся элементы строки матрицы (19) обнуляются. Учет граничных условий Дирихле для локальной матрицы жесткости и локального вектора правой части КЭ № 1, 2, 3 представлен на рис. 4.

Граничные условия Неймана задают величину нагрузки g , приложенную к выбранным границам расчетной схемы. Условие Неймана учитывают только для элементов вектора правой части, которые соответствуют узлам тех КЭ, граница которых попадает под это условие. Нагрузка g , распределенная по границе КЭ, пересчитывается в сосредоточенную силу путем умножения g на длину границы КЭ и распределяется на его узлы поровну. Учет граничных условий Неймана для локального вектора правой части КЭ № 1, 2, 8 представлен на рис. 5.

В инженерной практике встречаются случаи, когда в расчетной области необходимо задать точечную нагрузку g_m . После задания точечной нагрузки расчетная область дискредитируется таким образом, чтобы положение узла КЭ совпало с координатами приложе-

ния нагрузки g_m . Точечная нагрузка учитывается в элементе локального вектора правой части соответствующего узла КЭ. Стоит отметить, что при наличии у нескольких КЭ общего узла, к которому приложена нагрузка g_m , последняя учитывается только в одном из локальных векторов КЭ. Учет точечной нагрузки, приложенной к общему узлу для КЭ № 1, 2, 8, представлен на рис. 6.

Важно отметить, что учет граничных условий Дирихле ведется после формирования локальной матрицы жесткости и локального вектора правой части и после учета граничных условий Неймана.

Глобальная матрица жесткости и глобальный вектор правой части

Локальная матрица жесткости и локальный вектор правой части учитывают жесткостные параметры и граничные условия для каждого КЭ в отдельности. Однако вычисление неизвестного вектора перемещений производится для всей расчетной области, включающей в себя множество КЭ, поэтому необходимо обеспечить их совместное взаимодействие. Поскольку КЭ связаны в узлах, то соседние КЭ будут иметь узлы с общим номером в глобальной системе отсчета. Учет взаимодействия КЭ друг с другом обеспечивается путем суммирования элементов соответствующих блоков локальной матрицы жесткости (19) и локального вектора правой части (20) по соответствующим номерам узлов в глобальной системе. Результатом суммирования локальных матриц и локальных векторов является глобальная матрица жесткости и глобальный вектор правой части. Пример формирования глобальной матрицы жесткости и глобального вектора правой части представлен на рис. 7.

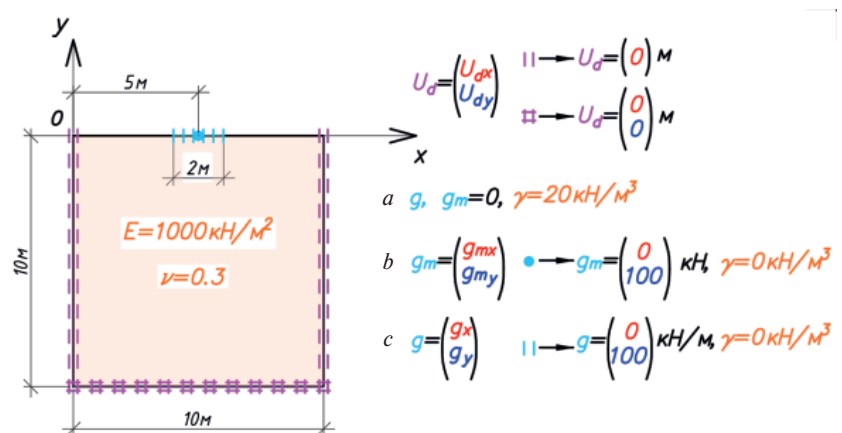


Рис. 8. Расчетная схема: а – формирование природных напряжений в массиве грунта; б – напряжения в массиве грунта от приложения полосовой нагрузки; в – напряжения в массиве грунта от точечной нагрузки
Fig. 8. Calculation scheme: а – formation of natural stresses in the soil mass; б – stress in the soil mass from the application of a strip load; в – stresses in the soil mass from a point load

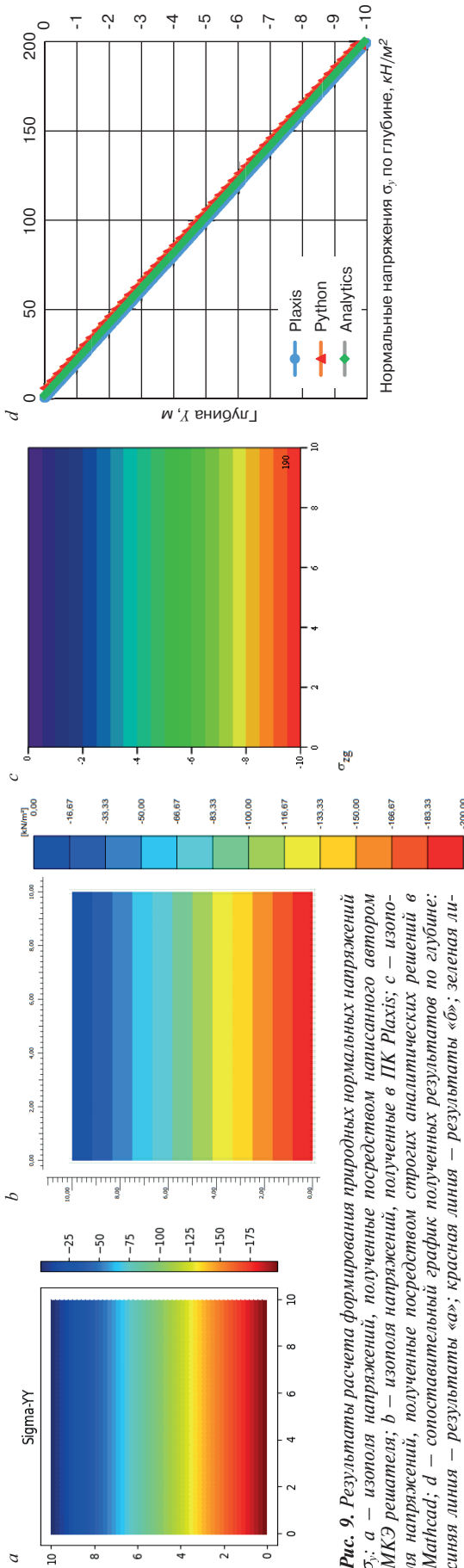


Рис. 9. Результаты расчета формирования природных нормальных напряжений σ_y : а — изополя напряжений, полученные посредством написанного автором МКЭ решателя; б — изополя напряжений, полученные в ПК Plaxis; с — изополя напряжений, полученные посредством строгих аналитических решений в Mathcad; д — сопоставительный график полученных результатов по глубине: синяя линия — результаты «а»; красная линия — результаты «б»; зеленая линия — результаты «в»

Fig. 9. Results of the calculation of the formation of natural normal stresses σ_y : а — stress isofields obtained by means of the solver written by the authors of the FEM; б — stress isofields obtained in PC Plaxis; с — stress isofields obtained by rigorous analytical solutions in Mathcad; д — comparative graph of the obtained results by depth: blue line — results «а»; green line — results «в»

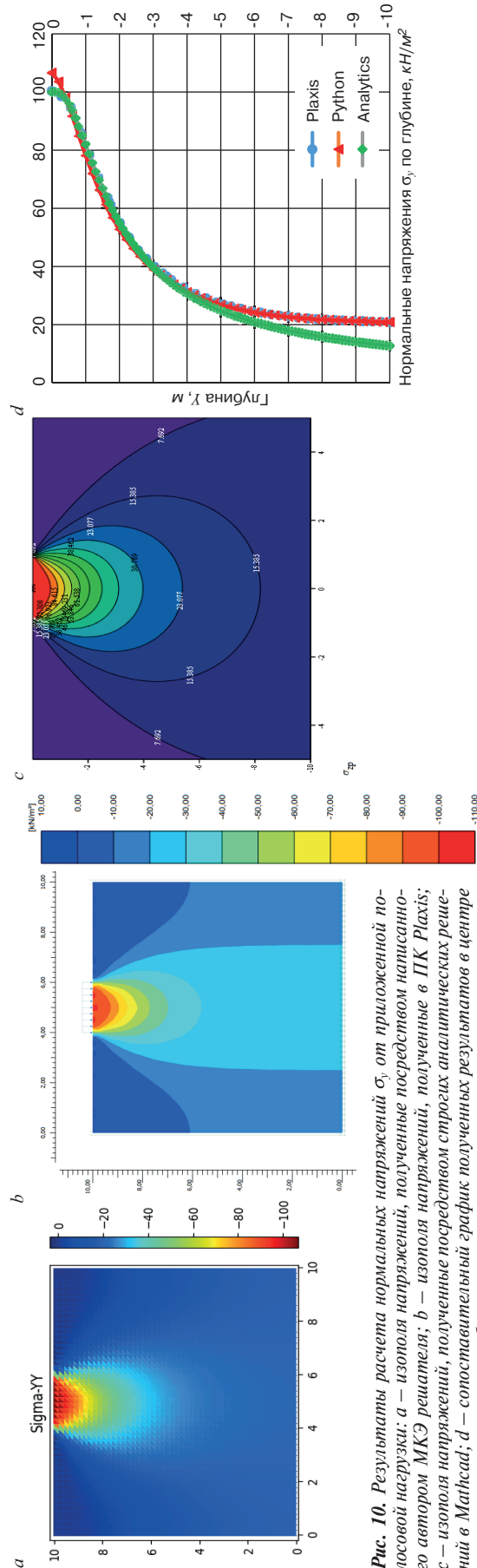
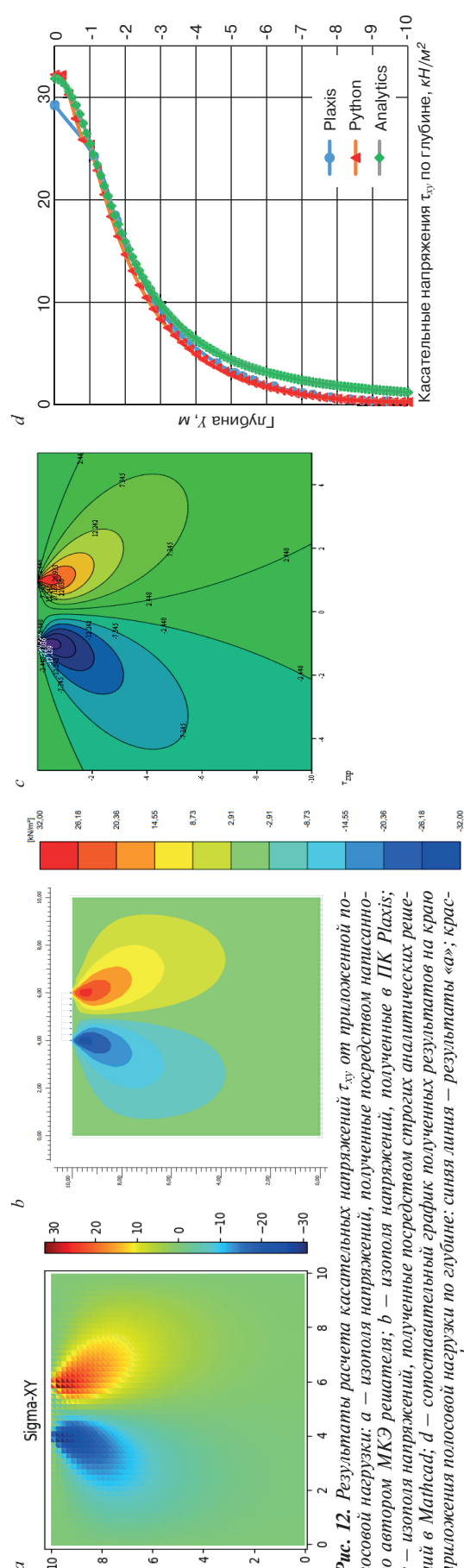
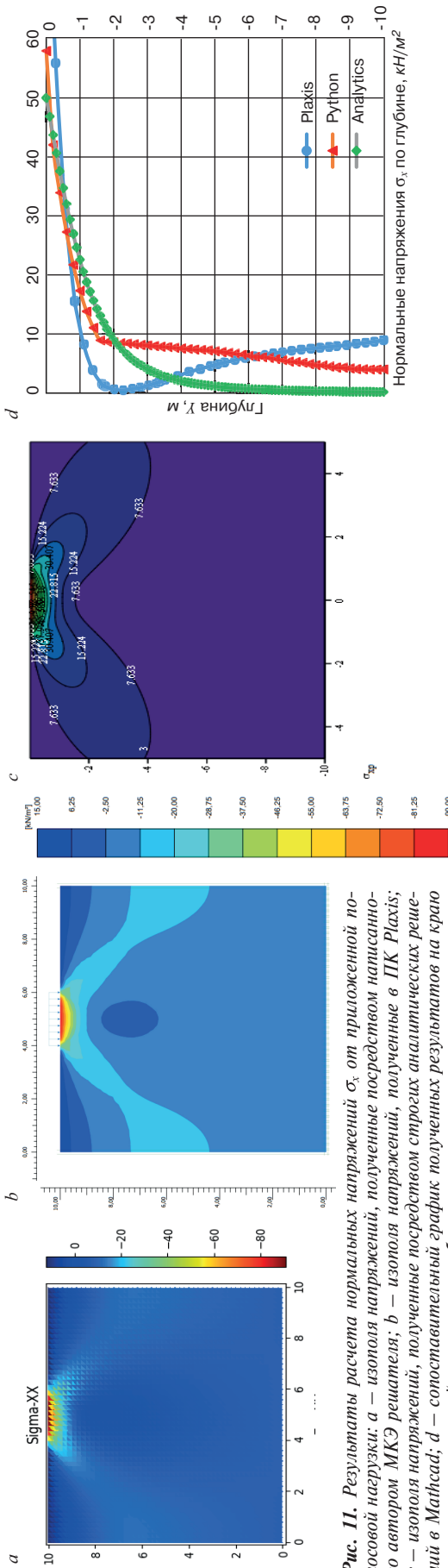


Рис. 10. Результаты расчета нормальных напряжений σ_y от приложенной поперечной нагрузки: а — изополя напряжений, полученные посредством написанного автором МКЭ решателя; б — изополя напряжений, полученные в ПК Plaxis; с — изополя напряжений, полученные посредством строгих аналитических решений в Mathcad; д — сопоставительный график полученных результатов в центре приложения нагрузки по глубине: синяя линия — результаты «а»; красная линия — результаты «б»; зеленая линия — результаты «в»

Fig. 10. Calculation results of normal stresses σ_y from the applied strip load: а — stress isofields obtained by means of the solver written by the authors of the FEM; б — stress isofields obtained in PC Plaxis; с — stress isofields obtained by rigorous analytical solutions in Mathcad; д — comparative graph of the results obtained in the center of application of the load in depth: blue line — results «а»; red line — results «б»; green line — results «в»



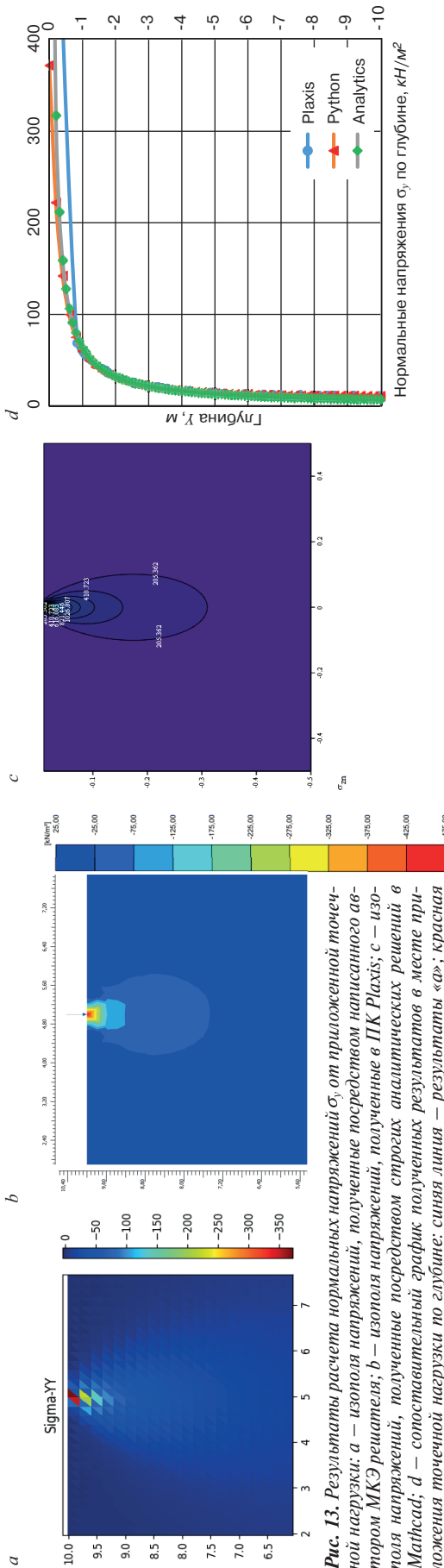


Рис. 13. Результаты расчета нормальных напряжений σ_x от приложенной точечной нагрузки: а — изополя напряжений, полученные посредством написанного автором МКЭ решателя; б — изополя напряжений, полученные в ПК Plaxis; с — изополя напряжений, полученные посредством строгих аналитических решений в Mathcad; д — сопоставительный график полученных результатов в месте приложения точечной нагрузки по глубине: синяя линия — результаты «а»; красная линия — результаты «б»; зеленая линия — результаты «с»;

Fig. 13. Calculation results of normal stresses σ_x from an applied point load: а — stress isofields obtained by means of the solver written by the authors of the FEM; б — stress isofields obtained in PC Plaxis; с — stress isofields obtained by rigorous analytical solutions in Mathcad; д — comparative graph of the results obtained at the point of application of the point load in depth: blue line — results «а»; red line — results «б»; green line — results «с»

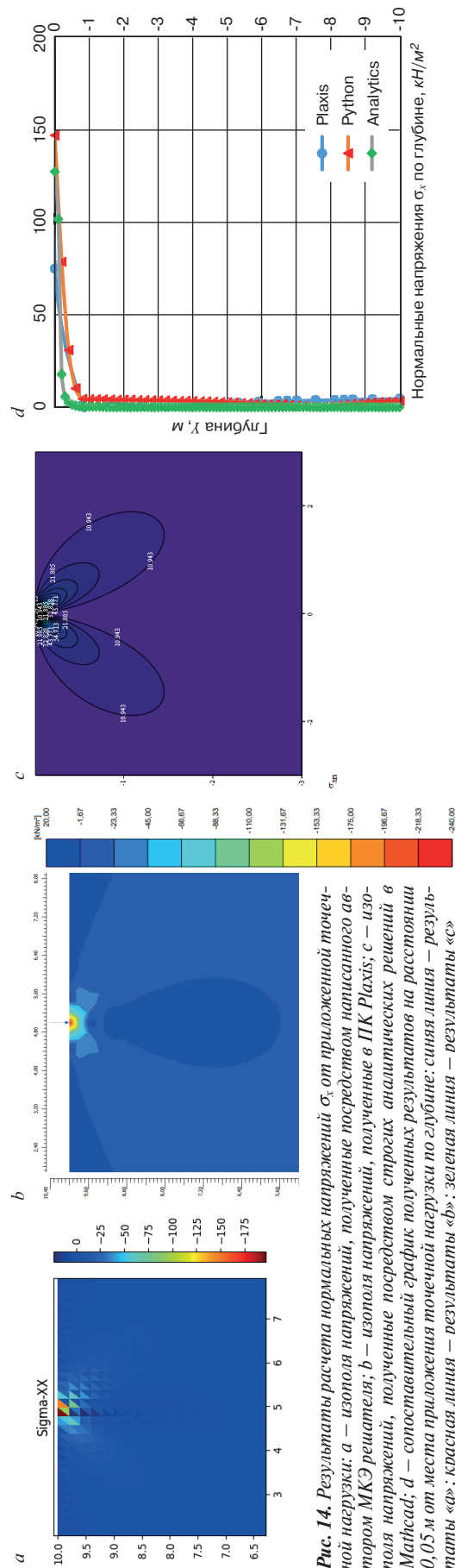


Рис. 14. Результаты расчета нормальных напряжений σ_x от приложенной точечной нагрузки: а — изополя напряжений, полученные посредством написанного автором МКЭ решателя; б — изополя напряжений, полученные в ПК Plaxis; с — изополя напряжений, полученные посредством строгих аналитических решений в Mathcad; д — сопоставительный график полученных результатов на расстоянии 0,05 м от места приложения точечной нагрузки по глубине: синяя линия — результаты «а»; красная линия — результаты «б»; зеленая линия — результаты «с»;

Fig. 14. Calculation results of normal stresses σ_x from an applied point load. а — stress isofields obtained by means of the solver written by the authors of the FEM; б — stress isofields obtained in PC Plaxis; с — stress isofields obtained by rigorous analytical solutions in Mathcad; д — comparative graph of the results obtained at a distance of 0.05 m from the point of application of the point load in depth: blue line — results «а»; red line — results «б»; green line — results «с»

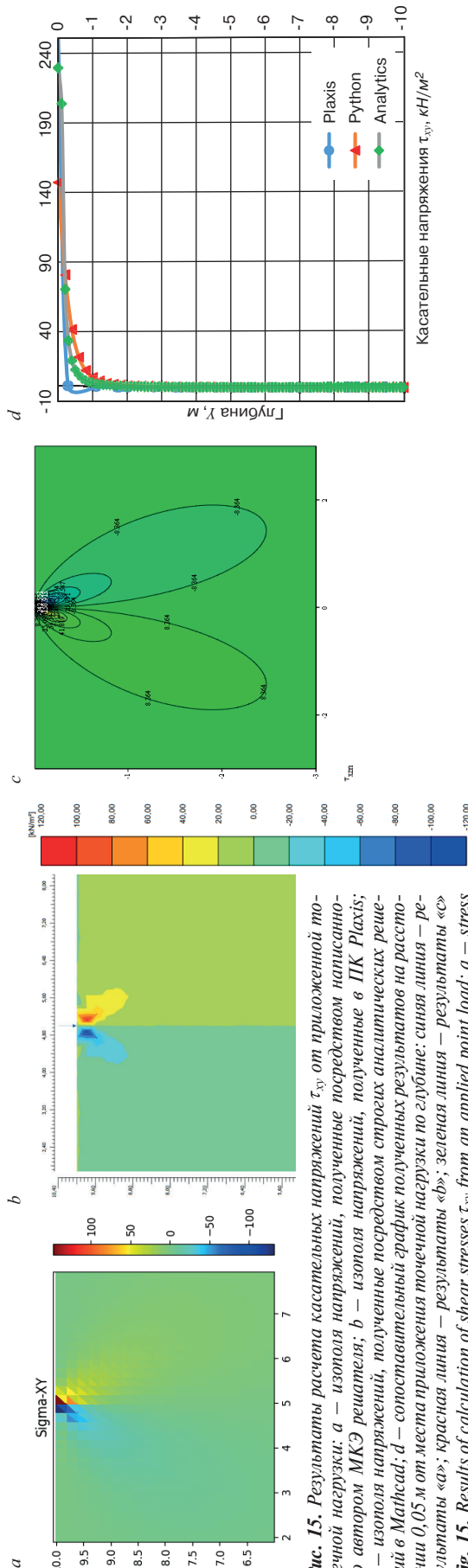


Рис. 15. Результаты расчета касательных напряжений τ_{xy} от приложенной точечной нагрузки: *a* — изополя напряжений, полученные посредством написанного автором МКЭ решателя; *b* — изополя напряжений, полученные в ПК Plaxis; *c* — изополя напряжений, полученные посредством строгих аналитических решений в Mathcad; *d* — сопоставительный график полученных результатов на расстоянии 0,05 м от места приложения точечной нагрузки по глубине: синяя линия — результаты «а»; красная линия — результаты «б»; зеленая линия — результаты «с»

Fig. 15. Results of calculation of shear stresses τ_{xy} from an applied point load: *a* — stress isofields obtained by means of the solver written by the authors of the FEM; *b* — stress isofields obtained by rigorous analytical solutions in Mathcad; *c* — stress isofields obtained by rigorous analytical solutions in Mathcad; *d* — comparative graph of the results obtained at a distance of 0.05 m from the point of application of the point load in depth: blue line — results «a»; red line — results «b»; green line — results «c»

Расчет напряжений

Компоненты векторов напряжений и относительных деформаций (2) действуют по всей площади КЭ. Вектор напряжений для каждого КЭ определяют по закону Гука (3) через локальные векторы перемещений $\{\delta\}$, определяемые по результатам нахождения общего вектора перемещений (7); матрицу свойств элемента и матрицу производных функций формы $[B]$:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} = [D][B]\{\delta\} \quad (23)$$

Результаты

Согласно вышеизложенной в п. 2 методике авторами был написан МКЭ решатель, в котором реализовано определение напряжений в массиве грунта для упругой задачи в плоской постановке.

Определим напряжение в массиве грунта для трех случаев (рис. 8).

1. Формирование природных напряжений в массиве грунта.
2. Напряжения в массиве грунта от приложения полосовой нагрузки.
3. Напряжения в массиве грунта от точечной нагрузки.

Сравним полученные результаты со строгими аналитическими решениями, а также с решением в ПК Plaxis.

Сравнение результатов расчета, полученных с помощью написанного автором МКЭ решателя, строгих аналитических методов, реализованных в программе Mathcad и численного ПК Plaxis для трех выбранных случаев (рис. 8), приведены на рис. 9–15. В расчетных схемах, составленных в МКЭ решателе и в ПК Plaxis, отметка +10.00 м соответствует отметке +0.00 для расчетной схемы на рис. 8.

Основные формулы для расчета напряжений посредством строгих аналитических решений [6]:

1. Природные нормальные напряжения σ_{zg} :

$$\sigma_{zg}(x, z) = -\gamma(z) \cdot z.$$

2. Нормальные вертикальные напряжения от приложения полосовой нагрузки σ_{zp} :

$$\sigma_{zp}(x, z) = \frac{-p}{\pi} \left(\operatorname{atan} \left(\frac{0,5b-x}{z} \right) + \operatorname{atan} \left(\frac{0,5b+x}{z} \right) \right) - \frac{-b \cdot p}{\pi} \cdot \frac{z \cdot (x^2 - z^2 - 0,25b^2)}{(x^2 + z^2 - 0,25b^2)^2 + z^2 b^2},$$

где p — величина полосовой нагрузки; b — ширина приложения полосовой нагрузки; z — глубина;

3. Нормальные горизонтальные напряжения от приложения полосовой нагрузки σ_{xp} :

$$\sigma_{xp}(x, z) = \frac{-p}{\pi} \left(\operatorname{atan} \left(\frac{0,5b-x}{z} \right) + \operatorname{atan} \left(\frac{0,5b+x}{z} \right) \right) + \frac{-b \cdot p}{\pi} \cdot \frac{z \cdot (x^2 - z^2 - 0,25b^2)}{(x^2 + z^2 - 0,25b^2)^2 + z^2 b^2}.$$

4. Касательные напряжения от приложения полой нагрузки τ_{zxp} :

$$\tau_{zxp}(x, z) = \frac{2b \cdot p}{\pi} \cdot \frac{x \cdot z^2}{(x^2 + z^2 - 0,25b^2)^2 + z^2 b^2}$$

5. Нормальные вертикальные напряжения от приложения точечной нагрузки σ_{zn} :

$$\sigma_{zn}(x, z) = \frac{-2N \cdot z^3}{\pi (x^2 + z^2)^2},$$

где N – величина точечной нагрузки.

6. Нормальные горизонтальные напряжения от приложения точечной нагрузки σ_{xp} :

$$\sigma_{xp}(x, z) = \frac{-2N \cdot z \cdot x^2}{\pi (x^2 + z^2)^2}.$$

7. Касательные напряжения от приложения точечной нагрузки τ_{zxn} :

$$\tau_{zxn}(x, z) = \frac{-2N \cdot z^2 \cdot x}{\pi (x^2 + z^2)^2}.$$

При определении напряжений посредством строгих аналитических решений в программе Mathcad ось z соответствует оси y для расчетной схемы, представленной на рис. 9.

Обсуждение / Заключение

Изополя напряжений, полученные в результате расчета посредством написанного автором МКЭ решателя, строгими аналитическими решениями в Mathcad и численными в ПК Plaxis, имеют общий характер распределения.

Разница в результатах между строгим аналитическим расчетом и численными расчетами объясняется отсутствием в аналитическом расчете напряжений коэффициента поперечного расширения, который присутствует для численных расчетов в матрице свойств элементов (4), посредством которой определяется вектор напряжений (23).

Разница в результатах, полученных посредством определения напряжений в реализованном автором МКЭ решателе, с результатами в ПК Plaxis объясняется различной формой, размером и количеством треугольных КЭ в сетке, а также количеством точек, содержащихся в каждом КЭ и, следовательно, видом базисных функций. При решении задачи посредством написанного автором МКЭ решателя была использована структурированная сетка из трех узловых треугольных КЭ, в ПК Plaxis используется генератор неструктурированной сетки из 15 узловых КЭ, что по результатам решения отображает более плавные изополя напряжений (рис. 9–15). Для того чтобы получить схожие с Plaxis изополя напряжений, необходимо сформировать более мелкую сетку КЭ в сравнении с сеткой из ПК Plaxis, что достаточно сильно снизит скорость расчета.

Список литературы / References

1. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987. 359 с.
1. Fadeev A.B. Metod konechnykh elementov v geomekhanike. [Finite element method in geomechanics]. Moscow: Nedra. 1987. 359 p.
2. Klaus-Jürgen Bathe Edward L. Wilson. Numerical methods in finite element analysis. Prentice-Hall. 1976. 800 p.
3. Парамонов В.Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники. СПб.: ГК «Геореконструкция», 2012. 263 с.
3. Paramonov V.N. Metod konechnykh elementov pri reshenii nelinejnykh zadach geotekhniki. [Finite element method for solving non-linear geotechnical problems]. Saint Petersburg: Georekonstrukciya. 2012. 263 p.
4. He Z., Su B., Yu-long L. Seepage analysis based on weak galerkin finite element method. Yantu Gongcheng Xuebao. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*. 2022.
5. Галлагер Р. Метод конечных элементов. Основы. М.: Мир, 1984. 428 с.
5. Gallager R. Metod konechnykh elementov. Osnovy. [Finite Element Method. Basics]. Moscow: Mir. 1984. 428 p.
6. Нестеров И.В., Мерзлякова А.Д. Особенности формирования адаптивных сеток МКЭ для решения задач геотехники // *Механика композитных материалов и конструкций, сложных и гетерогенных сред: Сборник трудов 11-й Всероссийской научной конференции*. М., 2021. С. 356–361.
6. Nesterov I.V., Merzlyakova A.D. Features of the formation of adaptive FEM grids for solving geotechnical problems. *Mekhanika kompozitnykh materialov i konstrukcij, slozhnyh i geterogennyh sred. Sbornik trudov 11th Vserossijskoj nauchnoj konferencii*. Moscow. 2021, pp. 356–361. (In Russian).
7. Bin W. Phil V., Hicks M., Zhen C. Development of an implicit material point method for geotechnical applications. *Computers and Geotechnics*. 2016, pp. 159–167.
8. Сахно И.Г. Численное моделирование геомеханических процессов с учетом их нелинейности // *Проблемы горного давления. Донецкий национальный технический университет*. 2012. № 1. С. 57–67.
8. Sahno I.G. Numerical modeling of geomechanical processes taking into account their nonlinearity. *Problemy gornogo davleniya. Doneckij nacional'nyj tekhnicheskij universitet*. 2012. No. 1, pp. 57–67. (In Russian).
9. Loseva E., Osokin A., Mironov D., Dyakonov I. Specific features of the construction and quality control of pile foundations in engineering and geological condi-

- tions of saint Petersburg. *Architecture and Engineering*. 2020. № 5 (2), pp. 38–45.
10. Loseva E., Lozovsky I., Zhostkov R., Syasko V. Wavelet analysis for evaluating the length of precast spliced piles using low strain integrity testing. *Applied Sciences*. 2022. No. 12 (21). DOI: <https://doi.org/10.3390/app122110901>
 11. Schanz T. Aktuelle Entwicklungen bei Standsicherheits- und Verformungsberechnungen in der Geotechnik. *Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 «Numerik in der Geotechnik», Abschnitt 4. Geotechnik*. 2006. No. 1, pp. 13–28.
 12. Lade P.V. Overview and evaluation of constitutive models, *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration*. Ed. J.A. Yamamoto, V.N. Kaliakin. American Society of Civil Engineers. 2005. Vol. 128, pp. 69–98.
 13. Полунин В.М., Лобов И.К., Гурский А.В. Численное моделирование процесса высокочастотного виброизвлечения шпунтовых свай в условиях водонасыщенных пылевато-песчаных и пылевато-глинистых грунтов // *Вестник гражданских инженеров*. 2021. № 2 (85). С. 94–101.
 13. Polunin V.M., Lobov I.K., Gurskij A.V. Numerical modeling of the process of high-frequency vibroextraction of sheet piles in conditions of water-saturated dusty-sandy and dusty-argillaceous soils. *Vestnik grazhdanskih inzhenerov*. 2021. No. 2 (85), pp. 94–101. (In Russian).
 14. Мангушев Р.А., Пеньков Д.В. Сравнение результатов численных расчетов с использованием современных моделей грунта (hardening soil, hardening soil small и generalized hardening soil) с результатами мониторинга // *Вестник гражданских инженеров*. 2021. № 2 (85). С. 85–93.
 14. Mangushev R.A., Pen'kov D.V. Comparison of the results of numerical calculations using modern soil models (hardening soil, hardening soil small and generalized hardening soil) with monitoring results. *Vestnik grazhdanskih inzhenerov*. 2021. No. 2 (85), pp. 85–93. (In Russian).
 15. Скворцов К.Д., Мангушев Р.А. Учет влияния деформаций шпунтовых ограждений котлованов на дополнительные осадки зданий окружающей застройки // *Вестник гражданских инженеров*. 2022. № 5 (94). С. 61–68.
 15. Skvorcov K.D., Mangushev R.A. Accounting for the influence of deformations of sheet pilings of foundation pits on additional settlements of environmental buildings. *Vestnik grazhdanskih inzhenerov*. 2022. No. 5 (94), pp. 61–68. (In Russian).
 16. Шутова О.А., Пономарев А.Б. Численное моделирование вибрационного воздействия автотранспорта на фундаменты зданий // *Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура*. 2018. Т. 9. № 1. С. 93–102.
 16. Shutova O.A., Ponomarev A.B. Numerical modeling of the vibration impact of vehicles on the foundations of buildings. *Vestnik Permskogo nacional'nogo issledovatel'skogo politekhnicheskogo universiteta. Stroitel'stvo i arhitektura*. 2018. Vol. 9. No. 1, pp. 93–102. (In Russian).
 17. Сливец К.В., Колмогорова С.С., Коваленко И.А. Параметры мерзлых грунтов при численном моделировании теплофизических задач // *Известия Петербургского университета путей сообщения*. 2022. Т. 19. № 2. С. 359–366.
 17. Slivec K.V., Kolmogorova S.S., Kovalenko I.A. Parameters of frozen soils in the numerical simulation of thermophysical problems. *Izvestiya Peterburgskogo universiteta putej soobshcheniya*. 2022. Vol. 19. No. 2, pp. 359–366. (In Russian).
 18. Chandrakant S. Desai Musharraf Z. *Advanced Geotechnical Engineering*. Taylor & Francis Group. 2014. 599 p.
 19. Larry J. Segerlind. *Applied finite element analysis*. Department of Agricultural Engineering. 1976. 393 p.

СПЕЦИАЛЬНАЯ ЛИТЕРАТУРА



Книга «Технология производства стеновых цементно-песчаных изделий»

Авторы – Балакшин Ю.З., Терехов В.А.

Описано производство и применение стеновых материалов методом вибропрессования из цементно-песчаных бетонов. Рассмотрена существующая и перспективная номенклатура изделий и их свойства. Даны характеристики сырьевым материалам – песку, щебню, вяжущим и химическим добавкам и рекомендации по подбору состава бетонной смеси. Подробно представлена технология производства цементно-песчаных вибропрессованных стеновых изделий. Особое внимание уделено технологическому контролю на производстве и техническому контролю и обслуживанию оборудования. Книга предназначена для организации производственно-технического обучения на предприятии, будет полезна инженерно-техническому персоналу и широкому кругу специалистов.

Заказать литературу можно через редакцию по тел.: (499) 976-22-08, 976-20-36; e-mail: mail@rifsm.ru,
или оформить заявку на сайте www.rifsm.ru

УДК 621.6.075

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-41-47>

Н.С. СОКОЛОВ^{1,2}, канд. техн. наук, директор (ns_sokolov@mail.ru);
С.Н. СОКОЛОВ², директор ООО «Строитель Форст»,
А.Н. СОКОЛОВ², директор по строительству (forstnpf@mail.ru)

¹ Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова

(428015, Чувашская Республика, г. Чебоксары, Московский пр., 15)

² ООО НПФ «ФОРСТ» (428000, Чувашская Республика, г. Чебоксары, ул. Калинина, 109а)

Практика строительства в особо стесненных условиях

Проблемы строительства в стесненных условиях действующих промышленных предприятий являются важной геотехнической задачей, требующей от инженеров-строителей, особенно от специалистов-геотехников, специфического подхода. При этом наличие слабых инженерно-геологических элементов существенно усугубляет проведение геотехнических работ. Любое промышленное предприятие проводит обновление собственного производства, связанное с введением новых технологических линий или дополнительных объектов. Использование буронабивных и буроинъекционных свай с совместным применением грунтовых анкеров, устраиваемых с использованием нестандартных физических процессов, в большинстве случаев успешно решает многие сложные и нетипичные геотехнические проблемы.

Ключевые слова: геотехническое строительство, электрогидравлика, монолитный железобетонный ростверк, буронабивные сваи, особо стесненные геотехнические условия, грунтовые анкеры ЭРТ.

Для цитирования: Соколов Н.С., Соколов С.Н., Соколов А.Н. Практика строительства в особо стесненных условиях // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 41–47. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-41-47>

N.S. SOKOLOV^{1,2}, Candidate of Sciences (Engineering), Director (ns_sokolov@mail.ru);

S.N. SOKOLOV², Director, LLC "Stroitel Forst",

A.N. SOKOLOV², Director for construction (forstnpf@mail.ru)

¹ Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (15, Moskovsky prospect, Cheboksary, 428015, Chuvash Republic, Russian Federation)

² LLC NPF "FORST" (109a, Kalinina Street, Cheboksary, 428000, Chuvash Republic, Russian Federation)

The Practice of Construction in Particularly Cramped Conditions

The problems of construction in the cramped conditions of existing industrial enterprises is an important geotechnical task that requires a specific approach from civil engineers, especially from geotechnical specialists. At the same time, the presence of weak engineering and geological elements significantly aggravates the conduct of geotechnical work. Any industrial enterprise is updating its own production, associated with the introduction of new technological lines or additional facilities. The use of bored and bored-injection piles with the joint use of ground anchors arranged using non-standard physical processes in most cases successfully solves many complex and atypical geotechnical problems. The article is an overview.

Keywords: geotechnical construction, electrohydraulics, monolithic reinforced concrete grillage, bored piles, particularly cramped geotechnical conditions, EDT round anchors.

For citation: Sokolov N.S., Sokolov S.N., Sokolov A.N. The practice of construction in particularly cramped conditions. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2023. No. 9, pp. 41–47. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-41-47>

Строительство заглубленных объектов в особо стесненных условиях действующего промышленного производства требует от инженеров-геотехников [1–10] специфического подхода, они должны проявить изобретательность и смекалку в использовании современных геотехнических технологий, обеспечивающих безопасную эксплуатацию объектов существующей застройки как во время строительства, так и за время эксплуатации вновь возводимого здания или сооружения [11–15].

Рабочая документация «Комплекс по приему, хранению и отгрузке цемента», выполненная ООО «ПКФ

«Технострой» (Казань) в 2016 г., предполагает возведение заглубленного инженерного сооружения глубиной 8 м от уровня существующего рельефа в особо стесненных условиях промышленного производства железобетонных конструкций и изделий для объектов капитального строительства. Строительство заглубленного склада осуществляется на территории завода железобетонных конструкций ЖБК-1 по Лапсарскому проезду, 19 в г. Чебоксары. На рис. 1 приведен план участка строительства, где в непосредственной близости от строительного котлована имеются надземные силосные башни, цементный

Таблица 1
Table 1

**Последовательность армирования буронабивной сваи
The sequence of reinforcement of a bored pile**

1	Сваи вертикальные сплошного сечения диаметром бурения 630 мм, выполняются под защитой инвентарных обсадных труб, армированы на всю высоту пространственными арматурными каркасами
2	Принятая маркировка свай: СБН62.166 (длина 16,55 м, буровой диаметр 620 мм), СБН62.112 (длина 11,2 м, буровой диаметр 630 мм)
3	Анкеровку (арматурный выпуск из оголовка сваи) в монолитный железобетонный ростверк (обвязочный пояс) следует выполнять согласно разработанным рабочим чертежам
4	Заделка оголовка (железобетонный оголовок) сваи в железобетонный ростверк (плиту) 50 мм. Для свай использовать бетон тяжелый класса по прочности В30 F200 W8
5	Армирование буронабивных свай предусмотрено на всю длину и выполняется отдельными секциями из пространственных сварных каркасов. Соединение каркасов между собой выполнять на сварке
6	В качестве продольных стержней пространственного арматурного каркаса принята арматура диаметром 22 и 25 мм класса А500С. Поперечное армирование свай принято из арматуры диаметром 10 мм класса А240. При этом защитный слой бетона составляет не менее 40 мм
7	Жесткость пространственного каркаса обеспечивается стальными кольцами из труб диаметром 406,4 мм с толщиной стенки 6 мм
8	Жесткость пространственного каркаса обеспечивается стальными кольцами из труб диаметром 406,4 мм с толщиной стенки 6 мм
9	Для обеспечения защитного слоя бетона предусмотрены центраторы из стальных полос шириной 20 мм, толщиной 4 мм в количестве не менее четырех в одном поперечном сечении арматурного каркаса с шагом по длине каркаса не более 1,5 м
10	Ручная дуговая сварка элементов пространственного каркаса между собой осуществляется электродами типа Э42А, Э46А, Э50А
11	Для изготовления пространственных сварных каркасов применять арматуру из стали марки 35ГС запрещается

Таблица 2
Table 2

**Этапность выполнения геотехнических работ
Stages of geotechnical work**

1	Подготовка площадки, устройство свай ограждения и обвязочной балки
2	Первый этап разработки грунта предусматривает разработку до отметок, указанных в соответствующих сечениях, после устройства свай ограждения котлована
3	Анкеры первого яруса выполняются после первого этапа разработки грунта
4	Преднатяжение анкеров производится в соответствии с ВСН 506–88 «Проектирование и устройство грунтовых анкеров»
5	Второй этап разработки предусматривает выемку грунта до проектных отметок грунтовых анкеров второго яруса. Порядок работ по устройству грунтовых анкеров аналогичен работам первого этапа
6	Третий этап предусматривает доработку грунта до проектных отметок дна котлована
7	Приступать к разработке грунта следует только при соответствии прочности возведенной конструкции требованиям настоящего проекта
8	В период перед началом устройства шпунтового ограждения и в течение не менее одного года после завершения строительства вести геотехнический мониторинг окружающей застройки
9	В процессе возведения конструкций ниже нулевой отметки подпорной стенки не допускается динамических, вибрационных воздействий

Таблица 3
Table 3

**Конструирование грунтового анкера ЭРТ
Designing an ERT ground anchor**

1	Конструкция анкерного крепления: грунтовые анкера ЭРТ, детали для крепления опоры грунтового анкера
2	Расчетная нагрузка на грунтовый анкер P_w
3	Свободная длина грунтового анкера обусловлена призмой обрушения стенки котлована, форма которой определена расчетом общей устойчивости конструкции методом логарифмических спиралей
4	Принятая маркировка грунтовых анкеров – АГ-15/8 (полная длина анкера 15 м, длина корня 8 м)
5	Буровой диаметр для грунтовых анкеров – 150 мм, выполняются под углом 20–30 град к горизонту (согласно проекту)

Таблица 4
Table 4

**Конструкция грунтового анкера ЭРТ
ERT ground anchor design**

1	Для грунтовых анкеров применять цементные растворы с водоцементным отношением (по массе) В:Ц=0,5:1
2	Для цементных растворов использовать портландцемент без минеральных добавок марки по прочности не ниже М500
3	Не допускается применение пуццолановых, глиноземистых и шлаковых портландцементов
4	Вода для цементных растворов водопроводная и техническая, не содержащая сахаров и фенолов более 10 мг/л, нефтепродуктов и жиров. Водородный показатель (рН) от 4 до 12,5
5	В качестве анкерной тяги используется стержневая арматура диаметром 36 мм класса А500С (в пластмассовой оболочке диаметром не менее 90 мм) и винтовая арматура диаметром 25 класса Ат800
6	Для центрирования в скважине по всей длине тяги предусмотрены фиксаторы (шаг не более 2 м) из отрезков пластиковых труб с продольными разрезами по периметру
7	Для изготовления сварных каркасов применять арматуру из стали марки 35ГС запрещается
8	Ручная дуговая сварка элементов анкерного каркаса осуществляется электродами типа Э42А, Э46А, Э50А
9	Детали для крепления опоры грунтового анкера за распределительную пластину (плиту): сферическая, коническая и косая шайбы (Ст45), гайка стопорная (Ст3)

Таблица 5
Table 5

**Технологическая последовательность изготовления грунтового анкера ЭРТ
Technological sequence of manufacturing ERT ground anchor**

1	Технологическая последовательность изготовления буронабивных свай в неустойчивых грунтах включает следующие операции: 1.1. Формирование скважины требуемой глубины и диаметра бурением проходными полыми шнеками 1.2. Цементация скважины цементным раствором с одновременным медленным подъемом шнека и контролем подачи раствора в скважину 1.3. Электроразрядная обработка скважины на уровне корня 1.4. Установка анкерного каркаса в проектное положение
2	Технологическая последовательность изготовления грунтовых анкеров в устойчивых грунтах включает следующие операции: 2.1. Формирование скважины требуемой глубины и диаметра шнековым бурением 2.2. Заполнение до устья скважины цементным раствором 2.3. Электроразрядная обработка скважины на уровне корня 2.4. Установка анкерного каркаса в проектное положение
3	При устройстве грунтовых анкеров ЭРТ последующая скважина должна устраиваться не менее чем за 1,5 м от предыдущей. Бурение скважин рядом с ранее изготовленными анкерами допускается лишь по прошествии не менее 48 ч после окончания бетонирования последних
4	Несущая способность каждого анкера должна проверяться до включения его в работу совместно с закрепляемой конструкцией путем проведения контрольных или приемочных испытаний на максимальную испытательную нагрузку
5	До начала работ должны быть обозначены охранные зоны существующих подземных и воздушных коммуникаций, а также подземных сооружений с указанием охранной зоны, устанавливаемой в соответствии с п. 3.22 СНиП 3.02.01–87 «Земляные сооружения, основания и фундаменты»

Таблица 6
Table 6

**Технология формирования скважины бурением в неустойчивых грунтах (последовательность)
Technology of well formation by drilling in unstable soils (sequence)**

1	Бурение следует выполнять проходными шнеками в соответствии с проектом производства работ. По мере извлечения шнека полость скважины синхронно заполняется бетонной смесью с плотностью большей, чем у грунта, что обеспечивает устойчивость стенок скважины
2	Установка для бурения УБГ-СГ «БЕРКУТ» или аналог
3	Бурение выполняется с рабочих отметок, указанных в проекте
4	Для разворота буровых машин и возможности установки анкерных каркасов ширина грунтовой бермы должна составлять не менее 15 м
5	В процессе бурения следует контролировать параметры грунта на глубине: установить характеристики грунта основания по остаткам грунта на элементах бурового инструмента, зафиксировать этот факт соответствующей записью в журнале свайных работ. Установить соответствие грунта, обнаруженного в забое скважины и учтенного в проекте на уровне корня анкера. При несоответствии глубины заделки бурового инструмента в этот грунт приостановить работы и пригласить представителей проектной организации для принятия решения (корректировка длины, изменение количества анкеров и т. д.). Работы можно продолжить только после получения разрешения представителя авторского надзора, которое должно быть оформлено в журнале авторского надзора

Таблица 7
Table 7

Технология цементации скважины грунтового анкера в неустойчивых грунтах
Technology of cementation of a ground anchor well in unstable soils

1	После бурения скважины до заданной глубины проходным шнеком полость шнека заполнить цементным раствором В:Ц=0,5:1, открыть клапан, совмещенный с буровой колонкой, и через полость в шнеке нагнетать в скважину раствор. После заполнения свободного пространства под долотом шнек поднять с одновременной непрерывной подачей в скважину цементного раствора. Скорость подъема синхронизировать со скоростью подачи раствора в скважину, для чего следует контролировать движение цементного раствора для предотвращения образования пониженного давления в скважине под шнеком
2	Цементный раствор заполняется до устья скважины
3	Приготовление цементного раствора производить на строительной площадке непосредственно перед его нагнетанием в скважину. Для приготовления и подачи раствора применяется пневморастворонагнетатель ПРН-500 (ПРН-300). Давление нагнетания 0,5-5 МПа
4	Следует контролировать объем закачиваемого в скважину цементного раствора, сопоставляя его с проектным и объемом выбуренного грунта, причем объем закачанного в скважину раствора должен превышать объем выбуренного грунта

Таблица 8
Table 8

Программа электроразрядной обработки скважины, заполненной цементным раствором
The program of electric discharge treatment of a well filled with cement mortar

1	Мощность накапливаемой энергии не менее 50 кДж
2	Длина кабеля от ГИТ до электродной системы не более 80 м, включая длину анкера (высоковольтный кабель ТИП-2 – 50 м, высоковольтный кабель КВИМ – 30 м)
3	Обработка электрическими разрядами производится на длине корня анкера сериями не менее 13 разрядов на каждом уровне. Шаг уровней составляет от 1 м. Расчетное увеличение бурового диаметра (150 мм) довести до 200 мм, для этого следует контролировать уровень раствора в скважине до начала обработки одного уровня и после завершения обработки. При этом уровень раствора в скважине при обработке одного уровня должен понижаться на величину не менее 15 см. Причем, если за последние пять электрических разрядов уровень раствора понизится более чем на 1 см, продолжить обработку уровня до достижения «отказа». За «отказ» принимается понижение уровня раствора в скважине за последние 5 разрядов не более 10 мм. Для установления факта «отказа» осуществлять контроль изменения уровня раствора в скважине после каждого разряда или серии из 5 разрядов
4	Осуществлять контроль за тем, чтобы общий объем поданного в скважину раствора, включая доливку, превышал геометрический объем пройденной скважины (объем грунта, извлеченного из данной скважины)
5	Осуществлять контроль за тем, чтобы общий объем поданного в скважину раствора, включая доливку, превышал объем пройденной скважины (объем грунта, извлеченного из данной скважины)

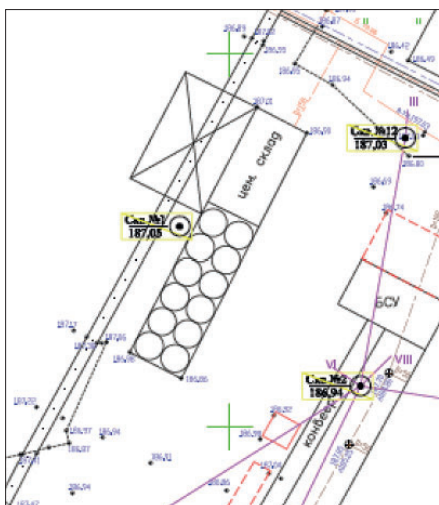


Рис. 1. Выкопировка из генплана строительства объекта

Fig. 1. Copy from the general plan of the construction of the object

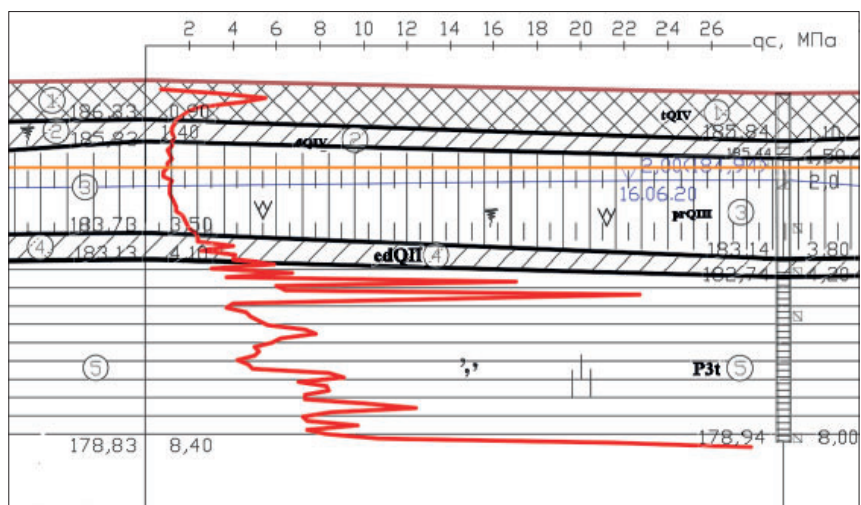


Рис. 2. Инженерно-геологический разрез участка строительства

Fig. 2. Engineering-geological section of the construction site

склад, существующая железнодорожная ветка, бетоносмесительный узел и другие строения.

Категория сложности инженерно-геологических изысканий согласно Техническому отчету, выполненному ООО «Изыскатель» в 2020 г., дог. № 3064 ИГИ от 11.06.2020 г., вторая, установлена по совокупности факторов, оказывающих максимальное влияние на объемы и стоимость инженерных изысканий согласно Приложению Г СП 47.13330.2016 «СНиП 11-02–96 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. II уровень». По геоморфологическому фактору участок изысканий находится в пределах одного геоморфологического элемента – I категория сложности; по геологическому фактору выделено не более четырех литологических слоев – II категория; по гидрогеологическому фактору выделен один выдержанный горизонт подземных вод – I категория; специфические грунты имеют ограниченное распространение и не оказывают существенного влияния на выбор проектных решений – II категория; опасные геологические и инженерно-геологические процессы имеют ограниченное распространение и не оказывают существенного влияния на выбор проектных решений – II категория; техногенные воздействия не оказывают существенного влияния на выбор проектных решений и проведение инженерно-геологических изысканий – II категория.

В инженерно-геологическом строении исследованного участка в процессе буровых, опытных и лабораторных исследований до разведанной глубины 10,2 м выделены (сверху вниз): почвенно-растительный слой (pQ_{IV}), современные образования (tQ_{IV}), техногенный грунт, современные делювиальные образования (dQ_{IV}), верхнечетвертичные образования проблематичного генезиса (prQ_{III}), среднечетвертичные элювиально-делювиальные отложения (edQ_{II}) и коренные отложения пермского возраста (P_3f), прикрытые сверху почвенно-растительным слоем мощностью до 0,4 м.

На рис. 2 приведен характерный инженерно-геологический разрез участка капитального строительства. На период проведения инженерно-геологических изысканий (июнь 2020 г.) исследуемый участок характеризовался наличием одного уровня подземных вод в пределах глубины бурения (8 м). Глубина

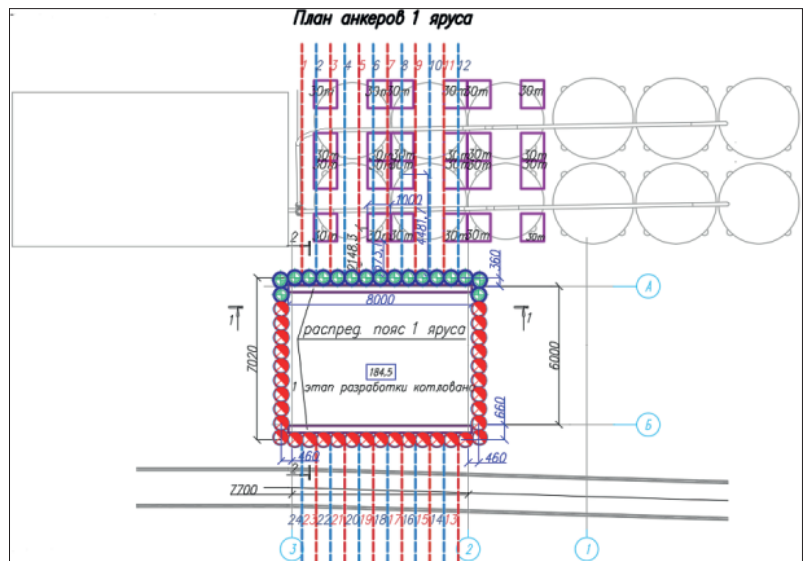


Рис. 3. План расстановки заглубленных удерживающих конструкций строительного котлована

Fig. 3. Layout plan of the buried retaining structures of the construction pit

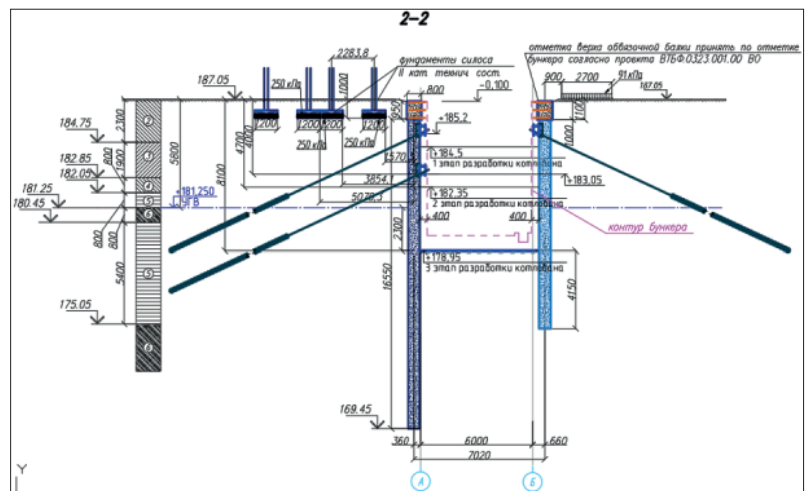


Рис. 4. Схема вертикальной привязки заглубленных удерживающих конструкций строительного котлована

Fig. 4. The scheme of vertical binding of the buried retaining structures of the construction pit

установившегося уровня подземных вод от поверхности земли изменяется от 2 до 4,1 м. Отметка установившегося уровня воды на исследуемой площадке составляет 182,67–184,94 м.

Водовмещающими грунтами являются лессовые верхнечетвертичные суглинки (ИГЭ № 3). Водоупором являются нижележащие верхнепермские твердые глины (ИГЭ № 5). Питание горизонта осуществляется преимущественно путем инфильтрации атмосферных осадков. Разгрузка осуществляется в долину р. Шалмас.

По химическому составу вода пресная, гидрокарбонатная, магниевая-кальциевая, жесткая, нейтраль-

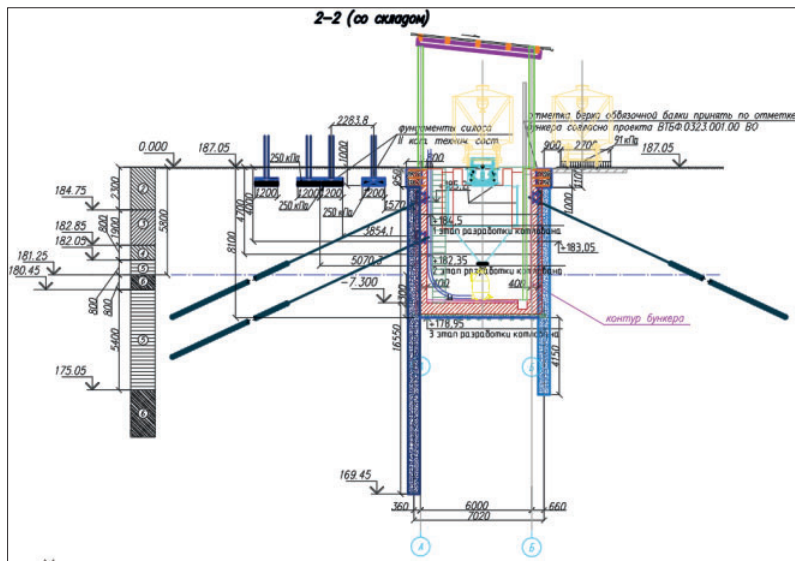


Рис. 5. Схема вертикальной привязки заглубленных удерживающих конструкций строительного котлована с размещенным технологическим оборудованием

Fig. 5. The scheme of vertical binding of the buried retaining structures of the construction pit with the placed technological equipment

ной реакции (6,2–7,2 мг/дм³) по pH, неагрессивная по агрессивной углекислоте к бетону нормальной прочности (W4) и среднеагрессивная к металлическим конструкциям.

При экстремальных природных ситуациях (обильные дожди, снеготаяние), а также при возможных утечках из водонесущих коммуникаций возможно повышение уровня грунтовых вод на 1–1,5 м (184,17–186,44 м) и/или образование верховодки.

По условиям формирования и характеру распространения подземных вод участок изысканий относится к району II – Б1: потенциально подтопляемые в результате техногенных воздействий (согласно СП 11-105–97 «Часть 1. Инженерно-геологические изыскания», ч. II, Приложение «И»).

Учитывая все вышеприведенные обстоятельства, включая инженерно-геологические и гидрогеологические условия, а также наличие строений в непосредственной близости от строительного котлована, в качестве наиболее оптимального варианта ограждения строительного котлована приняты буронабивные сваи диаметром 630 мм, раскрепленные грунтовыми анкерами ЭРТ на двух уровнях. При этом буронабивные сваи приняты по схеме бурокасательных, объединенных поверху их монолитным железобетонным обвязочным поясом (рис. 3–5).

В табл. 1–8 приведены последовательность армирования буронабивной сваи, этапность выполнения геотехнических работ, конструирование грунтового анкера, технологическая последовательность изготовления грунтового анкера ЭРТ, технология формирования скважины бурением в неустойчивых грунтах, технология цементации скважины грунто-

го анкера в неустойчивых грунтах, программа электроразрядной обработки скважины, заполненной цементным раствором.

В ходе устройства заанкеренной подпорной стенки из грунтовых анкеров ЭРТ на двух уровнях необходимо строго соблюдать этапность выполнения геотехнических работ, приведенную в табл. 2.

Ниже на рис. 1–5 приведены соответственно выкопировка из генплана строительной площадки, инженерно-геологический разрез участка строительства, план расстановки заглубленных удерживающих конструкций строительного котлована, схема вертикальной привязки заглубленных удерживающих конструкций строительного котлована, схема вертикальной привязки заглубленных удерживающих конструкций строительного котлована с указанием размещенного технологического оборудования.

Выводы

В общем итоге соблюдение последовательности устройства ограждения строительного котлована с использованием бурокасательных буронабивных свай диаметром 630 мм и грунтовых анкеров ЭРТ позволило устроить надежную подпорную стенку, обеспечивающую надежную эксплуатацию объектов существующей застройки.

Список литературы / References

1. 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.
1. Ilichev V.A., Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Experience of development of russian megacities underground space. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 2012. No. 2, pp. 17–20. (In Russian).
2. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. СПб.: Георекострукция, 2010. 551 с.
2. Ulickij V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. Geotechnical Support of Urban Development [Geotechnical Support of Urban Development]. Saint Petersburg: Georeconstruction, 2010. 551 p.
3. Ilichev V.A., Konovalov P.A., Nikiforova N.S., Bulgakov L.A. Deformations of the Retaining Structures Upon Deep Excavations in Moscow. *Proc. Of Fifth Int. Conf on Case Histories in Geotechnical Engineering*, April 3–17. New York, 2004, pp. 5–24.

4. Ilichev V.A., Nikiforova N.S., Koreneva E.B. Computing the evaluation of deformations of the buildings located near deep foundation trenches. *Proc. of the XVIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering*. Madrid, Spain, 24–27th September 2007. «Geo-technical Engineering in urban Environments». Vol. 2, pp. 581–585.
5. Ильичев В.А., Никифорова Н.С., Коннов А.В. Прогноз изменения температурного состояния основания здания в условиях потепления климата // *Жилищное строительство*. 2021. № 6. С. 18–24. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-6-18-24>
5. Ilyichev V.A., Nikiforova N.S., Konnov A.V. Forecast of changes in the temperature state of the building base in climate warming. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 6, pp. 18–24. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-6-18-24>
6. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. Geotechnical cut-off diaphragms for built-up area protection in urban underground development. *The pros, of the 7thl nt. Symp. «Geotechnical aspects of underground construction in soft ground»*, 16–18 May, 2011. tc28 IS Roma, AGI, 2011, № 157NIK.
7. Nikiforova N.S., Vnukov D.A. The use of cut off of different types as a protection measure for existing buildings at the nearby underground pipelines installation. *Proc. of Int. Geotech. Conf. dedicated to the Year of Russia in Kazakhstan*. Almaty, Kazakhstan, 23–25 September 2004, pp. 338–342.
8. Petrukhin V.P., Shuljatjev O.A., Mozgacheva O.A. Effect of geotechnical work on settlement of surrounding buildings at underground construction. *Proceedings of the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Prague, 2003.
9. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Анжело Г.О. Взаимодействие щебеночной сваи с окружающим грунтом и ростверком // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2019. № 3. С. 2–6.
9. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Anzhelo G.O. Interaction of a crushed stone pile with the surrounding soil and grillage. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. 2019. No. 3, pp. 2–6. (In Russian).
10. Pivar J. Stone columns – determination of the soil improvement factor. *Slovak journal of civil engineering*. 2011. Vol. XIX. No. 3, pp. 17–21.
11. Соколов Н.С. Технологические приемы устройства буроинъекционных свай с множественными уширениями // *Жилищное строительство*. 2016. № 10. С. 54–57.
11. Sokolov N.S. Technological Methods of Installation of Bored-Injection Piles with Multiple Enlargements. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2016. No. 10, pp. 54–57. (In Russian).
12. Соколов Н.С., Рябинов В.М. Об эффективности устройства буроинъекционных свай с множественными уширениями с использованием электро-разрядной технологии // *Геотехника*. 2016. № 2. С. 28–32.
12. Sokolov N.S., Ryabinov V. M. About efficiency of the device the buroinjeksionnykh of piles with multi-seater broadenings with use of electro-digit technology. *Geotechnica*. 2016. No. 2, pp. 28–32. (In Russian).
13. 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.
13. Sokolov N.S., Petrov M.V., Ivanov V.A. Calculation problems the buroinjeksionnykh 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).
14. Соколов Н.С., Соколов С.Н., Соколов А.Н. Отрицательный опыт геотехнических расчетов и устройства удерживающих заглубленных конструкций // *Жилищное строительство*. 2023. № 4. С. 42–45. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-5-42-45>
14. Sokolov N.S., Sokolov S.N., Sokolov A.N. Negative experience of geotechnical calculations and installation of retaining buried structures. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2023. No. 5, pp. 42–45. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-5-42-45>
15. Соколов Н.С., Соколов С.Н., Соколов А.Н. Технология устройства монолитного железобетонного ростверка в стесненных условиях функционирующего объекта // *Строительные материалы*. 2023. № 7. С. 12–16. DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2023-815-7-12-16>
15. Sokolov N.S., Sokolov S.N., Sokolov A.N. Technology for the installation of a monolithic reinforced concrete grillage in cramped conditions of a functioning facility. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2023. No. 7, pp. 12–16. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2023-815-7-12-16>

УДК 624.15

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-48-52>

Н.М. ОВЧИННИКОВ¹, аспирант (onm@geospt.ru);
И.Л. ГЛАДКОВ², технический директор (gil@geospt.ru),
И.Л. БАРТОЛОМЕЙ², канд. техн. наук, главный конструктор (bil@geospt.ru)

¹ Пермский национальный исследовательский политехнический университет (614990, г. Пермь, Комсомольский пр., 29)

² ООО «ГеоСпецТехнологии» (614045, г. Пермь, ул. Советская, 3)

Методы ультразвукового контроля качества работ по струйной цементации грунтов

Одним из перспективных направлений развития технологии струйной цементации является расширение методов контроля качества, позволяющих контролировать прочностные и деформационные характеристики грунтоцемента неразрушающими методами, а также оценивать сплошность горизонтальных и вертикальных противофильтрационных завес до экскавации грунта в котловане. Важным шагом при применении ультразвуковых методов неразрушающего контроля является разработка градуировочных зависимостей для определения модуля деформации и прочности при одноосном сжатии грунтоцемента в зависимости от скорости распространения звуковой волны в теле грунтоцементной колонны.

Ключевые слова: ультразвук, струйная цементация, модуль деформации, сплошность противофильтрационной завесы.

Для цитирования: Овчинников Н.М., Гладков И.Л., Бартоломей И.Л. Методы ультразвукового контроля качества работ по струйной цементации грунтов // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 48–52.

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-48-52>

N.M. OVCHINNIKOV¹, Graduate Student (onm@geospt.ru); I.L. GLADKOV², Technical Director (gil@geospt.ru),
I.L. BARTOLOMEY², Candidate of Sciences (Engineering), Chief Designer (bil@geospt.ru)

¹ Perm National Research Polytechnic University (29, Komsomolskiy Prospect, Perm, 614990, Russian Federation)

² LLC “GeoSpetsTehnologii” (3, Sovetskaya Street, Perm, 614045, Russian Federation)

Methods of Ultrasonic Quality Control of Work on Jet Grouting of Soils

One of the promising directions for the development of jet cementation technology is the expansion of quality control methods that make it possible to control the strength and deformation characteristics of soil cement using non-destructive methods, as well as to evaluate the continuity of horizontal and vertical impervious curtains before excavating the soil in the pit. An important step in the application of ultrasonic non-destructive testing methods is the development of calibration dependencies to determine the deformation modulus and uniaxial compressive strength of soil cement depending on the speed of propagation of the sound wave in the body of the soil-cement column.

Keywords: ultrasound, jet cementation, deformation modulus, continuity of the anti-filtration curtain.

For citation: Ovchinnikov N.M., Gladkov I.L., Bartolomey I.L. Methods of ultrasonic quality control of work on jet grouting of soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2023. No. 9, pp. 48–52. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-48-52>

Существуют различные способы для решения задач при подземном строительстве [1–5]. Струйную цементацию успешно применяют в гражданском, промышленном, транспортном и гидротехническом строительстве. Технология успешно применяется как при новом строительстве, так и при реконструкции существующих зданий и сооружений [3, 6].

Наиболее широко технология струйной цементации используется для укрепления слабых грунтов в основании фундаментных плит строящихся зданий [4–7]. Кроме того, струйная цементация занимает монопольное положение при решении задач по устройству горизонтальных противофильтрационных завес, широко используется при устройстве ограждений котлованов (рис. 1) [8, 9].

Наиболее распространенным методом контроля качества является отбор кернов грунтоцемента из фактически выполненных колонн и их последующее испытание в лабораторных условиях на одноосное сжатие для определения прочности при сжатии R_{Stb} и модуля деформации $E_{ГЦК}$, в соответствии с ГОСТ 21153.2–84 «Породы горные. Методы определения предела прочности при одноосном сжатии», ГОСТ 28985–91 «Породы горные. Метод определения деформационных характеристик при одноосном сжатии».

Недостатком данного метода контроля качества является сложность отбора керна ненарушенной структуры с глубины более 5 м, что в большинстве случаев необходимо ввиду очевидной изменчиво-

сти грунтовых условий по глубине и значительной вариации прочностных свойств грунтоцемента в зависимости от типа грунта. Также стоит учесть, что грунтоцемент является значительно менее прочным материалом, чем бетон, и при контакте образца грунтоцемента с керноотборником керн крошится и истирается. В результате этого образуется большое количество скрытых дефектов, что негативно сказывается на последующих лабораторных испытаниях образца.

Наибольшее применение в практике струйной цементации среди неразрушающих методов контроля получили акустические методы, в основе которых лежат физические законы изменения свойств упругой волны в зависимости от сплошности, прочностных и деформационных свойств материала.

Определение сплошности вертикальных и горизонтальных противодиффузионных завес (ПФЗ)

Особую актуальность методы ультразвукового контроля (УЗК) приобретают при определении конечной сплошности фактически выполненной ограждающей конструкции из грунтоцементных колонн в сложных гидрогеологических условиях. В случае образования в конструкции противодиффузионной завесы полостей и областей незакрепленного грунта возникает риск развития течей, сопровождающихся суффозионным выносом грунта, что может привести к развитию ненормативных осадок зданий окружающей застройки, затоплению котлована и возникновению аварийных ситуаций (рис. 2).

Наиболее часто методы УЗК используются для определения сплошности фактически выполненной конструкции методом межскважинного прозвучивания (рис. 3).

Для проведения испытаний в тело колонны в процессе ее устройства устанавливают вертикальные трубы доступа. Затем после окончания процесса набора прочности грунтоцемента производят определение сплошности в вертикальных плоскостях, проходящих через геометрические центры закладных труб, путем синхронного опускания в трубы УЗ датчиков (приемник и излучатель). При наличии в закрепленном грунте незакрепленной зоны или дефекта, при акустическом прозвучивании возникает аномальный участок, выражающийся в резком уменьшении скорости волны и ее амплитуды.

Определение скорости волны производится по измеренным значениям межскважинного расстояния между скважинами (l) и времени (t) распространения волны по формуле:

$$V_{\text{ГЦК}} = \frac{l}{t}.$$

При применении метода межскважинного прозвучивания результатом испытания является построение графика изменения скорости волны в грунтоцементе по длине грунтоцементной колонны. Критерием бездефектности грунтоцемента является отсутствие резких падений скорости ультразвуковой волны по всей длине грунтоцементной колонны (рис. 4.)

В случае обнаружения дефектов необходимо принять решение об устройстве колонны дублера в проблемной зоне.

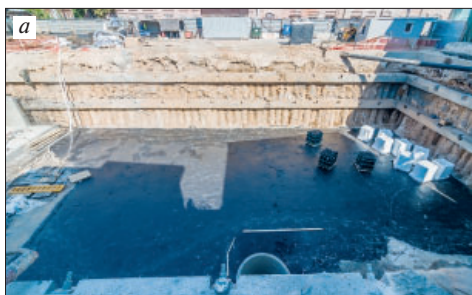


Рис. 1. Примеры применения струйной цементации: а – грунтоцементные колонны в составе ограждения котлована и горизонтальной противодиффузионной завесы; б – грунтоцементные колонны в составе укрепления грунтов

Fig. 1. Examples of the use of jet cementation: а – soil-cement columns as part of the pit fencing and horizontal anti-filtration curtain; б – soil-cement columns as part of soil strengthening



Рис. 2. Дефекты ограждений котлованов: а – течь с суффозионным выносом грунта; б – образование провалов грунта в зоне развития суффозионной течи

Fig. 2. Defects in pit fencing: а – leakage with suffusion soil removal; б – formation of soil failures in the zone of development of suffusion leak

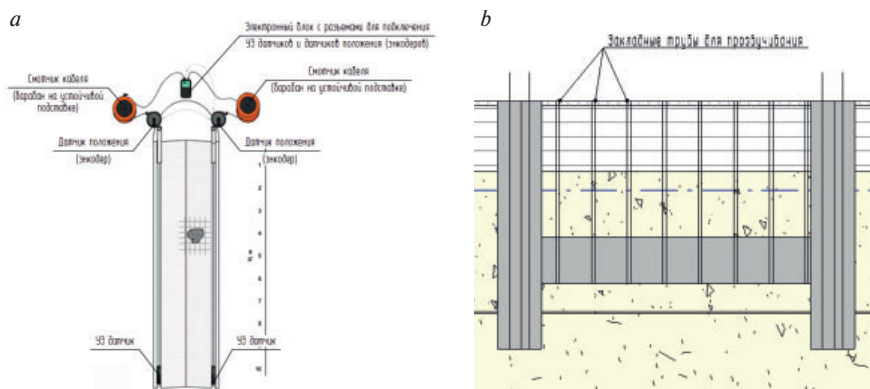


Рис. 3. Принципиальная схема межскважинного прозвучивания: а – принципиальная схема межскважинного прозвучивания для ограждения котлованов; б – принципиальная схема межскважинного прозвучивания для горизонтальных ПФЗ

Fig. 3. Schematic diagram of inter-well sounding: a – schematic diagram of inter-well sounding for fencing pits; b – schematic diagram of inter-well sounding for horizontal PFZ

Определение прочности грунтоцемента при помощи методов УЗК

Ультразвуковой метод давно используется для определения прочности бетонных конструкций неразрушающим методом. Пример градуировочной зависимости прочности на одноосное сжатие и скорости волны в бетоне приведен в ГОСТ 17624 (рис. 5).

$$R_{сж} = 0,0155 \cdot V - 27.$$

Однако зависимостей, описывающих изменение величины скорости волны в грунтоцементе от прочности при одноосном сжатии, в научной литературе встречается не так много [10], поэтому применимость акустического контроля качества работ по струйной цементации весьма ограничена.

Специалистами ООО «ГСТ» выполнена серия опытных работ для определения зависимости скорости волны в грунтоцементе от его прочностных и деформационных характеристик.

Опытная площадка расположена в центре исторической части Перми. В геологическом строении площадки изысканий принимают участие отложения четвертичного возраста, представленные аллювиальными суглинками от полутвердой до текучепластичной констистенции.

В рамках опытных работ были выполнены 36 ГЦК с различными технологическими режимами их устройства. После окончания процесса набора прочности грунтоцемента колонны раскапывались и производилось оконтуривание оголовков ГЦК. Из каждой ГЦК на всю ее глубину отбирался керн диаметром 93–95 мм. Образцы кернов испытывались на одноосное сжатие с определением прочности при одноосном сжатии и модуля деформации.

Определение физико-механических свойств выполнялось в соответствии с ГОСТ 21153.2–84; ГОСТ 28985–91. По результатам испытаний для каж-

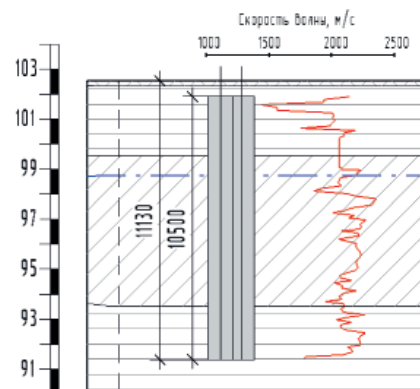


Рис. 4. График изменения скорости распространения ультразвуковых волн от глубины измерения в вертикальной плоскости

Fig. 4. Graph of changes in the speed of propagation of ultrasonic waves from the measurement depth in the vertical plane

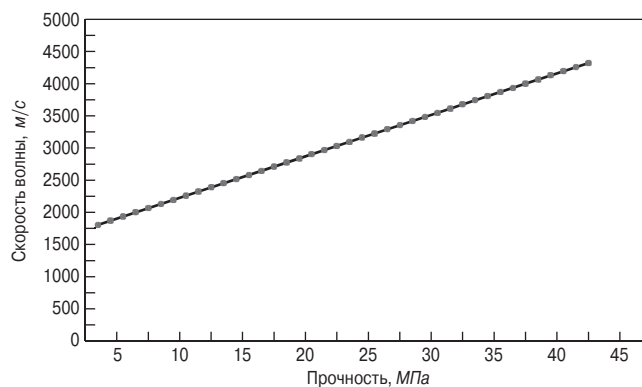


Рис. 5. Зависимость скорости волны от прочности бетона при сжатии по ГОСТ 17624

Fig. 5. Dependence of wave speed on the compressive strength of concrete according to GOST 17624

дого образца выполнялось построение полных диаграмм деформирования. Схема к определению прочностных и деформационных характеристик образцов представлена на рис. 7.

Касательный модуль деформации на пределе упругости определяется по нагрузочной ветви диаграммы нагружения образца, ГПа:

$$E_y = \frac{\sigma_j - \sigma_i}{\varepsilon_j - \varepsilon_i},$$

где σ_i, σ_j – напряжения, соответствующие начальной и конечной точкам линейного участка кривой деформирования; $\varepsilon_i, \varepsilon_j$ – относительные продольные деформации, соответствующие напряжениям σ_i, σ_j .

При помощи прибора ультразвукового контроля для каждого образца керна определялось значение величины скорости волны, после чего данные сопоставлялись.

На основании полученных результатов лабораторных испытаний была составлена зависимость модуля упругости грунтоцемента от величины прочности при одноосном сжатии (рис. 8).



Рис. 6. Моменты опытных работ
Fig. 6. Moments of experimental work

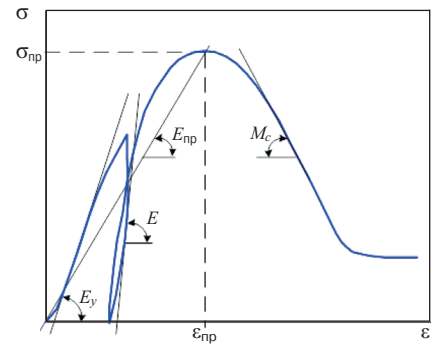


Рис. 7. Схема к определению прочностных и деформационных характеристик образцов: $\sigma_{пр}$ – предел прочности при одноосном сжатии, МПа; E_y – модуль деформации (касательный) на пределе упругости, МПа; $E_{пр}$ – модуль деформации (секущий) на пределе прочности, МПа

Fig. 7. Scheme for determining the strength and deformation characteristics of samples: σ_{pr} – ultimate strength under uniaxial compression, MPa; E_y – deformation modulus (tangent) at the elastic limit, MPa; E_{pr} – deformation modulus (secant) at ultimate strength, MPa

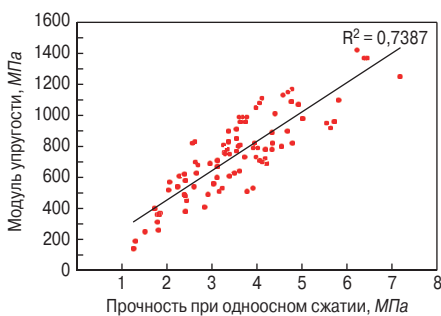


Рис. 8. Зависимость модуля упругости грунтоцемента от величины прочности при одноосном сжатии

Fig. 8. Dependence of the elastic modulus of soil cement on the uniaxial compressive strength

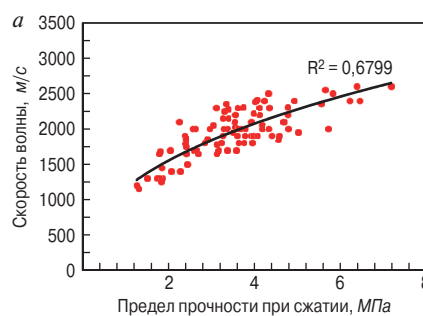
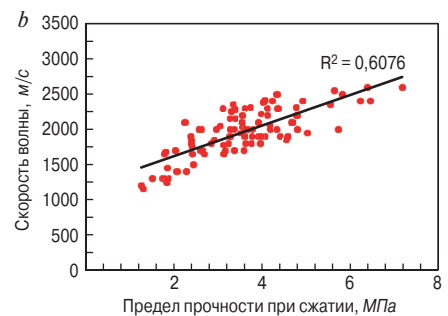


Рис. 9. Зависимость скорости волны от прочности при одноосном сжатии грунтоцемента: а – степенная форма зависимости $V=1160,9 \cdot V^{0,4186}$; б – линейная форма зависимости $V=216,88 \cdot V+1183,9$

Fig. 9. Dependence of wave speed on the uniaxial compressive strength of soil cement: a – power-law form of dependence $V=1160.9 \cdot V^{0.4186}$; b – linear form of dependence $V=216.88 \cdot V+1183.9$



Зависимость имеет очевидный линейный характер. Коэффициент вариации для результатов по прочности при одноосном сжатии для данной выборки образцов составил $K_{вар}=0,298$.

Рассматриваемая зависимость модуля упругости от прочности при одноосном сжатии имеет достаточно линейный характер и может быть описана формулой:

$$E_y = 195 \cdot R_{сж} + 75.$$

Зависимость скорости волны в грунтоцементе от прочности при одноосном сжатии лучше всего описывается степенной функцией, однако может быть описана с сопоставимой точностью и линейной функцией (рис. 9).

Указанные на графике значения коэффициента детерминации R^2 лежат в диапазоне 0,6–0,7, что свидетельствует о среднем качестве предложенной

модели и необходимости дальнейшего увеличения опытной выборки в рамках проведения дальнейших исследований.

Заключение

Не разрушающие методы контроля могут использоваться для определения прочностных характеристик грунтоцемента без непосредственного отбора кернов из грунтоцементных колонн. Представленная градуировочная зависимость для грунтоцементных колонн, выполненных в глинистых грунтах, может использоваться для определения предела прочности при одноосном сжатии рабочих ГЦК неразрушающим методом.

В качестве дальнейшего направления исследований следует уточнить данные градуировочные зависимости для ГЦК, выполненных в песчаных грун-

тах, а также для диапазона прочности грунтоцемента 6–12 МПа.

Применение методов УЗК позволяет своевременно обнаружить дефекты в теле выполненных конструкций и для предотвращения развития аварийной ситуации выполнить устройство колонны-дублера в опасной зоне.

Список литературы

1. Конюхов Д.С. Основные принципы комплексного освоения подземного пространства при реновации жилой застройки Москвы // *Метро и тоннели*. 2019. № 2. С. 38–40.
2. Мангушев Р.А., Никифорова Н.С. Технологические осадки зданий и сооружений в зоне влияния подземного строительства. М.: АСВ, 2017. 168 с.
3. Зуев С.С., Каменских Е.М., Маковецкий О.А. О возможности применения технологии струйной цементации грунта в зоне многолетнемерзлых грунтов // *Жилищное строительство*. 2022. № 9. С. 32–39. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-9-32-39>
4. 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.
5. Соколов Н.С. Технология увеличения несущей способности основания // *Строительные материалы*. 2019. № 6. С. 67–71. DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2019-771-6-67-71>
6. Тер-Мартirosян А.З., Кивлюк В.П., Исаев И.О., Шишкина В.В. Анализ расчетных предпосылок геотехнического прогноза нового строительства на окружающую застройку // *Жилищное строительство*. 2022. № 9. С. 57–66. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-9-57-66>
7. Соколов Н.С., Соколов С.Н., Соколов А.Н. Технология устройства монолитного железобетонного ростверка в стесненных условиях функционирующего объекта // *Строительные материалы*. 2023. № 7. С. 12–16. DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2023-815-7-12-16>
8. Bayesteha H., Sabermahani M. Field study on performance of jet grouting in low water content clay // *Engineering Geology*. 2020. Vol. 264. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105314>
9. Зуев С.С., Зайцева Е.В., Маковецкий О.А. Устройство модифицированного слоя грунта с задаваемыми физико-механическими характеристиками при строительстве многоэтажных зданий // *Жилищное строительство*. 2021. № 9. С. 17–26. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-17-26>
10. Архипов А.Г. История грунтоцементной плиты второй сцены Мариинского театра в Санкт-Петербурге. СПб.: Политехника, 2018. 142 с.

References

1. Konyukhov D.S. Basic principles of complex development of underground space during renovation of residential buildings in Moscow. *Metro i tonneli*. 2019. No. 2, pp. 38–40. (In Russian).
2. Mangushev R.A., Nikiforova N.S. eknologicheskie osadki zdanii i sooruzhenii v zone vliyaniya podzemnogo stroitel'stva [Technological precipitation of buildings and structures in the zone of influence of underground construction]. Moscow: ASV. 2017. 168 p.
3. Zuev S.S., Kamenskikh E.M., Makovetskiy O.A. On the possibility of applying the technology of jet grouting of soil in the zone of permafrost soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2022. No. 9, pp. 32–39. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-9-32-39>
4. Ilichev V.A., Mangushev R.A., Nikiforova N.S. Experience of development of russian megacities underground space. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2012. No. 2, pp. 17–20. (In Russian).
5. Sokolov N.S. Technology for increasing the bearing capacity of the base. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2019. No. 6, pp. 67–71. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2019-771-6-67-71>
6. Ter-Martirosian A.Z., Kivluik V.P., Isaev I.O., Shishkina V.V. Analysis of the calculated prerequisites for the geotechnical forecast of new construction on the surrounding buildings. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2022. No. 9, pp. 57–66. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2022-9-57-66>
7. Sokolov N.S., Sokolov S.N., Sokolov A.N. Technology for the installation of a monolithic reinforced concrete grillage in cramped conditions of a functioning facility. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2023. No. 7, pp. 12–16. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2023-815-7-12-16>
8. Bayesteha H., Sabermahani M. Field study on performance of jet grouting in low water content clay. *Engineering Geology*. 2020. Vol. 264. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105314>
9. Zuev S.S., Zaytseva E.V., Makovetskiy O.A. The arrangement of a modified soil layer with specified physical and mechanical characteristics at the construction of multi-storey buildings. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 9, pp. 17–26. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-17-26>
10. Arkhipov A.G. Istoriya gruntotsementnoi plity vtoroi stseny Mariinskogo teatra v Sankt-Peterburge [The history of the grunt-cement slab of the second stage of the Mariinsky Theater in St. Petersburg]. Saint Petersburg: Polytechnica. 2018. 142 p.

УДК 699.841

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-53-60>

Г.О. АНЖЕЛО, канд. техн. наук, руководитель НОЦ «Геотехника им. З.Г. Тер-Мартirosяна»,
доцент кафедры МГиГ НИУ МГСУ (nocgeo@mail.ru),
В.В. СИДОРОВ, канд. техн. наук, доцент (vitsid@mail.ru), А.Н. ШЕБУНЯЕВ, аспирант
Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет
(129337, г. Москва, Ярославское ш., 26)

Особенности расчета инженерной подготовки на территории с активными тектоническими процессами

Рассматриваются вопросы расчетного обоснования промышленного объекта, уникальность которого заключается в его расположении на территории с активными тектоническими процессами. Учитывая сложность рельефа территории строительства объекта, отличающегося значительной разностью абсолютных отметок, рассматриваются вопросы определения устойчивости инженерной подготовки территории, а также несущей способности и напряженно-деформированного состояния основания сооружения при приложении статических, сейсмических и тектонических воздействий. Изучение влияния опасных воздействий проводилось численным методом с использованием специализированного программного комплекса PLAXIS в трехмерной постановке. Сейсмическое нагружение задавалось в виде эквивалентного квазистатического нагружения, соответствующего максимальной балльности территории объекта. Тектонические воздействия учитывались в виде заданных перемещений в соответствии с особенностями расположения разломов и скоростью медленных смещений тектонических отдельных, которые были изучены в процессе специализированных исследований. Выполненные расчеты с учетом сейсмических и тектонических воздействий показали значительное влияние первого воздействия на устойчивость возводимых массивов инженерной подготовки объекта в виде существенного падения коэффициента устойчивости, а второго – в виде больших дополнительных вертикальных перемещений массива грунта, который является основанием фундаментов промышленного объекта. Анализ выполненных численных расчетов показывает, что даже медленные сдвиговые тектонические смещения величиной до 250 мм за 50 лет приводят к большим перемещениям вверху возводимых насыпей инженерной подготовки, а следовательно, и к значительным воздействиям на проектируемые конструкции самого промышленного сооружения. Получены изополя распространения таких перемещений по массивам насыпей, что позволит принять компенсирующие мероприятия для выравнивания неравномерных перемещений, которые будут реализовываться длительное время.

Ключевые слова: инженерная подготовка, тектонический разрыв, тектоническая отдельность, криповые смещения, тектоническое воздействие, удерживающие мероприятия, квазистатическая постановка, максимальное расчетное землетрясение.

Работа выполнена при поддержке Головного регионального центра коллективного пользования научным оборудованием и установками НИУ МГСУ при финансировании Минобрнауки России (соглашение № 075-15-2021-686).

Для цитирования: Анжело Г.О., Сидоров В.В., Шебуняев А.Н. Особенности расчета инженерной подготовки на территории с активными тектоническими процессами // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 53–60. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-53-60>

G.O. ANZHELO, Candidate of Sciences (Engineering), Head of SEC “Geotechnics” named after Z.G. Ter-Martirosyan,
Associate Professor of the Department of MGIG NRU MGSU (nocgeo@mail.ru),
V.V. SIDOROV, Candidate of Sciences (Engineering), Associate Professor (vitsid@mail.ru), A.N. SHEBUNIAEV, Postgraduate
National Research Moscow State University of Civil Engineering (26, Yaroslavl Highway, Moscow, 129337, Russian Federation)

Features of the Calculation of Engineering Preparation in the Territory with Active Tectonic Processes

The article deals with the issues of computational justification of an industrial facility, the uniqueness of which lies in its location in a territory with active tectonic processes. Taking into account the complexity of the relief of the construction area of the facility, which is characterized by a significant difference in absolute elevations, the issues of determining the stability of the engineering preparation of the territory, as well as the bearing capacity and stress-strain state of the foundation of the structure under the application of static, seismic and tectonic effects are considered. The study of the influence of hazardous effects was carried out by a numerical method using a specialized software package PLAXIS in a three-dimensional formulation. Seismic loading was specified as an equivalent

quasi-static loading, corresponding to the maximum intensity of the object's territory. Tectonic impacts were set in the form of prescribed displacements in accordance with the features of the location of faults and the rate of slow displacements of tectonic units, which were studied in the course of specialized surveys. The performed calculations, taking into account seismic and tectonic impacts, showed a significant effect of the first impact on the stability of the constructed arrays of engineering preparation of the object in the form of a significant drop in the stability coefficient, and the second in the form of large additional vertical displacements of the soil mass, which is the soil base of the industrial facility foundations. An analysis of the performed numerical calculations shows that even in the case of slow shear tectonic displacements of up to 250 mm for 50 years, it leads to large displacements at the top of the embankments being erected for engineering preparation, and hence to significant impacts on the designed structures of the industrial structure itself. The distribution iso-fields of such movements along the massifs of embankments have been obtained, which will make it possible to take compensatory measures to equalize uneven movements that will be implemented for a long time.

Keywords: engineering preparation, tectonic discontinuity, tectonic separation, creep displacements, tectonic impact, retaining measures, quasi-static setting, maximum design earthquake.

This work was supported by the Head Regional Center for the Collective Use of Scientific Equipment and Installations, NRU MGSU, with funding from the Russian Ministry of Education and Science (agreement no. 075-15-2021-686).

For citation: Anzhelo G.O., Sidorov V.V., Shebunyaev A.N. Features of the calculation of engineering preparation in the territory with active tectonic processes. *Zhilyshchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2023. No. 9, pp. 53–60. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-53-60>

При проектировании объектов в районах с зафиксированной тектонической активностью более всего беспокоят о структуре и особенностях движения отдельностей в составе активного разлома. Ученые дают различные определения понятию «активный разлом», которые различаются параметрами, которые рассматриваются в процессе классификации разломов, например скоростью движения. Основной проблемой наличия в пределах площадки строительства активных разломов является движение тектонических отдельностей во всем временном интервале существования объекта. Причем движущиеся отдельности обычно представляют собой массивы скальной породы (смещаются по разломам, заполненным горной породой осадочного типа), но при этом деформации потенциально получают и массивы осадочных горных пород, в которые входит основание объекта строительства. Естественно, величины таких деформаций зависят от того, какие смещения скальных отдельностей имеются за рассматриваемый промежуток времени. Параметры такого воздействия определяются по результатам специальных геофизических исследований.

Современные активные разломы, представляющие опасность для зданий и сооружений, как зону разрушения пород, в которой происходят современные короткопериодические пульсационные или знакопеременные движения со скоростями относительных деформаций более чем $5 \cdot 10^{-5}$ в год, определены в [1]. Другой подход, однако, также связанный со скоростью деформаций, предлагается в [2], где разлом называется активным в случае, если нарушение в геологическом теле несет признаки направленного перемещения за последние 400 тыс. лет на величину 0,5–1 м на базе не более 0,5–1 км.

В последнее время принято ограничивать период рассмотрения активного разлома временными рамками 100–130 тыс. лет, что и отражено в нормативных документах (СП 14.13330 и СП 286.1325800).

Считается, что такие тектонические нарушения представляют опасность для сооружений и требуют специальных архитектурных и конструктивных решений для обеспечения безопасности.

Движения тектонических отдельностей принято делить на три основных типа: импульсный, импульсно-криповый и криповый (по Трифонову [3]). Первый тип реализуется при воздействии сильных землетрясений и характеризуется практически мгновенным смещением величиной до нескольких метров в обширной зоне. Криповые же смещения характеризуются своей непрерывностью при низкой скорости реализации.

В общем случае в качестве активных выделяют нарушения, отраженные на рельефе в виде уступов и рвов, которые пересекают сложившиеся формы рельефа. Для понимания особенностей структуры разлома грунтовую толщу изучают с помощью устройства разведочных скважин, траншей и пр. При детализации отдельностей рассматриваемых разломов пользуются тем, что смещения находят отражение и в напластованиях более молодых пород, залегающих выше. Особенности отложений, лежащих в зоне медленных тектонических смещений, являются: смещения границ; приразломные изменения; резкие изменения мощностей, состава и генетического типа отложений.

Таким образом, при проектировании объекта строительства в зоне с наличием активных тектонических процессов требуется проведение геотехнического прогноза с определением деформаций, которые соответствуют принимаемому расчетному уровню тектонических воздействий. Соответственно, этот прогноз должен содержать оценку изменения устойчивости рассматриваемой системы «основание–сооружение», а также оценку допустимости получаемых от тектонических воздействий дополнительных перемещений.

Для таких прогнозов требуются специализированные исследования. Этим вопросом занимаются

многие ученые и исследователи, постоянно совершенствуя инструментальную базу и аналитический аппарат. Обработывая спутниковые снимки высокой четкости, корректируя влияние ионосферы, атмосферы и земных колебаний, в работе [4] удается с высокой точностью измерять абсолютные координаты наземных контрольных точек и изменения их положения в пространстве, что несомненно находит прямое применение в виде определения скорости смещения тектонических отдельностей и других похожих масштабом геофизических процессах. Измерение даже небольших тектонических смещений является очень трудоемким и долгим процессом. Результаты четырехлетних наблюдений с помощью экстензометров [5] позволили определить микротектонические смещения зоны Динарского разлома на двух участках, расположенных в пещере Постойна. Статистическая обработка измеренных величин осуществлялась с использованием различных методов (критерий Колмогорова–Смилова, линейной регрессии, однофакторного дисперсионного анализа Краскела–Уоллиса с использованием различных гистограмм и корреляций).

Проводя такие исследования, часто требуется отделять древние смещения, например от оледенения, от активных разломов путем тщательного анализа палеонтологических записей, как это рассматривается в работе [6]. Очень важным при изучении характера движения и особенностей структуры разломов является использование данных о механизмах очагов землетрясений, а также уже выявленных характерных направлениях смещений, определенных для той или иной географической зоны разломов [7].

Другие исследователи приводят аналитические зависимости, описывающие геофизические явления, такие как тектоника. В работе [8] приводится модель нестационарного конечно-разностного решения уравнения неразрывности для переноса материала, определяющего геоморфологические смещения. Модель описывает неоднородные пространственные и временные распределения тектонических смещений, что позволяет прогнозировать скорости деформаций массивов грунта.

Влияние тектонических сил на развитие деформаций рельефа изучалось в [9] с использованием данных геоморфологических марок. По результатам анализа данных построена конечно-элементная модель в плоской постановке в программном комплексе Castem 2000. Результаты прогноза по численной модели показали хорошую сходимость с реальными смещениями, полученными с помощью обработки данных системы геопозиционирования.

Из работ, в которых описываются математические средства, доступные для описания конечных

тектонических смещений, можно выделить исследование [10], где показано, что из натуральных наблюдений можно найти главные оси тензора, траектории которого дают графическую картину локальных деформаций. К тому же если для локальной деформации рассчитать определенные средние значения, можно установить общую картину регионального смещения.

Среди ученых ведутся активные региональные работы по исследованию результатов прошедших недавно землетрясений, основанные на анализе уже свершившихся смещений горных пород методом интерферометрического анализа. Этот метод использовался для обнаружения поверхностных смещений в районах вокруг тектонической линии Арима–Такацуки, которая является группой разломов вблизи эпицентра землетрясения в северной Осаке 2018 г. [11].

Среди актуальных комплексных исследований-обзоров по рассматриваемой тематике можно назвать работу [12], в которой дается обзор наиболее значимых результатов последних лет в области геодинамики и геологии землетрясений.

Как видно из анализа актуальных исследований, изучение тектонических подвижек происходит различными методами, включая численные, примененные для рассматриваемого объекта. В статье использованы результаты геофизических исследований, в которых получены скорости тектонических сдвигов по активным разломам, их пространственное расположение и направление. По результатам проведенного моделирования получены не только дополнительные деформации от тектонического воздействия, но и изменения устойчивости системы «основание–инженерная подготовка» на различных расчетных этапах.

Материалы и методы

Для выполнения расчетов с влиянием тектонических воздействий выбран объект, расположенный в Дальневосточном федеральном округе России, территория которого относится к сейсмоопасной и на которой наблюдаются тектонические смещения. Так как рельеф территории строительства имеет значительные перепады, проектируемое промышленное сооружение возводится на насыпи различной толщины, которая сооружается в рамках работ по инженерной подготовке территории, в состав которой также входили вырубка леса, снятие природного слоя, создание системы отвода поверхностных вод и пр.

Силами специалистов по инженерно-геологическим и геотехническим изысканиям на территории строительства промышленного объекта проводился широкий комплекс камеральных и полевых работ, таких как сбор и анализ фондовых материалов; ана-

лиз результатов текущих инженерно-геологических изысканий; дешифрование материалов дистанционного зондирования (космических снимков с целью выявления в рельефе закономерно ориентированных уступов, ложбин и валов, долин водотоков, террас, поверхностей выравнивания); маршрутное структурно-геоморфологическое картирование района, выявление и проследование молодых тектонических деформаций в рельефе по наиболее характерным профилям; поиск и схематизация следов древних землетрясений (сейсморазрывов, склоновых нарушений); проходка горных выработок – канав и шурфов, детальное изучение проявлений разломных зон в молодых отложениях.

По результатам комплексных изысканий на карту территории строительства нанесены зоны разломов и приразломные участки, а также выявлена объемная структура тектонических разломов в земной толще.

Однако только расположения уже сформировавшихся разломных зон недостаточно для проведения прогноза влияния тектонических процессов на проектируемые массивы и конструкции как инженерной подготовки, так и зданий и сооружений промышленного объекта. Поэтому в составе изысканий отдельно определялись величины современных смещений и морфологические параметры активных тектонических разрывов. По общим признакам и скорости смещений их отнесли к группе криповых, т. е. достаточно медленных. Для зон разломов, представленных на рис. 1, получен следующий диапазон скоростей вертикальных перемещений – от 0,1 до 2 мм/год. Величины скоростей в данном диапазоне задавались в процессе последующего численного моделирования, проводимого для прогноза дополнительных деформаций основания и инженерной подготовки под эквивалентной рабочей нагрузкой на весь предполагаемый период эксплуатации объекта, а также изменений устойчивости системы «основание–сооружение».

Критерием расчета устойчивости конструкций инженерной подготовки в части учета движения тектонических отдельностей при проведении расчетов устройства сооружений инженерной подготовки на площадках с активными тектоническими разломами, в том числе скорости движения этих отдельностей, является условие превышения расчетного коэффициента устойчивости $K_{уст}$, полученного с учетом приложенных тектонических смещений, соответствующих полному сроку эксплуатации объекта проектирования, а также с учетом скорости движения тектонических отдельностей, над нормативным коэффициентом устойчивости.

При проведении прогноза выполнен расчет прогноза изменения коэффициента устойчивости от воз-

действия тектонических смещений, реализующихся в течение всего расчетного времени эксплуатации проектируемого объекта.

Расчетные схемы, реализованные с помощью сертифицированного программного комплекса PLAXIS 3D, содержат природный массив грунтов, выполняемые мероприятия по инженерной подготовке территории строительства (выемки, насыпи, специальные конструкции), а также тектонические разломы, по которым происходят медленные смещения тектонических отдельностей заданной интенсивности в соответствии с результатами инженерно-геологических изысканий. По результатам выполненных численных расчетов, заданные на расчетную схему перемещения от тектонических воздействий привели к получению массивом грунтов и конструкциями инженерной подготовки значительных дополнительных перемещений.

Результаты проведенных расчетов на площадке с активными тектоническими разломами показали превышение значения расчетного коэффициента устойчивости откосов инженерной подготовки над значением нормативного коэффициента устойчивости. Выполненный расчет показал, что учет движения тектонических отдельностей, характерных для всего времени эксплуатации объекта, не приводит к снижению устойчивости массивов инженерной подготовки ниже нормативных значений, а значит, подтверждается обеспечения безопасности в рамках принятых проектных решений по рассматриваемому объекту.

Расчетная конечно-элементная модель, включающая неоднородное основание, зоны разломов и массивы инженерной подготовки, имела размеры 1050×1050 м. Для проведения прогноза было выбрано постадийное задание воздействий на схему по следующему плану:

- моделирование исходного (природного) НДС массива грунта;
- устройство выемок;
- устройство насыпей с дополнительными удерживающими мероприятиями;
- учет эксплуатационных нагрузок;
- расчет случая полного насыщения грунтов основания (насыпь остается в естественном состоянии);
- расчет случая полного обводнения всех массивов – насыпей и грунтов основания;
- расчет влияния сейсмического воздействия на систему «основание – инженерная подготовка» в условиях замоченных грунтов основания;
- расчет влияния движения тектонических отдельностей в расчете на весь период эксплуатации сооружений инженерной подготовки.

Для каждого из названных этапов производился расчет подэтапа с определением общей устойчиво-

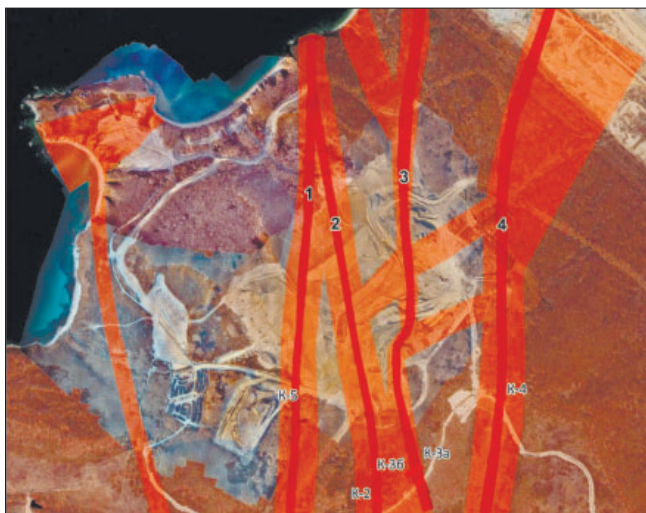


Рис. 1. Общий вид расположения зон тектонических разломов и приразломных зон, выявленных по результатам комплексных изысканий: 1–4 – обозначения зон разлома; обозначения с литерой К – приразломные зоны

Fig. 1. General view of the location of tectonic fault zones and pre-fault zones, identified by the results of complex surveys: 1–4 – designations of fault zones; designations with the letter K – pre-fault zones

сти системы «основание – инженерная подготовка» методом снижения прочностных характеристик (с-ф reduction, характерный для ПК PLAXIS для расчета устойчивости) с определением коэффициента устойчивости K_{sf} .

Сейсмические воздействия задавались на всю рассматриваемую модель с помощью псевдостатической постановки, предусмотренной для таких расчетов в PLAXIS, задаваемой с помощью специальных условий модели (Model conditions).

Тектонические воздействия задавались в виде заданных перемещений на тектонические отдельные, известные по результатам инженерно-геологических изысканий. Заданные перемещения изменяются по моделируемой территории в пределах от -65 мм до +250 мм (знак + соответствует движению вертикально вверх).

Для проведения численных расчетов основания инженерной подготовки объекта на весь период его эксплуатации под нагрузками и воздействиями с учетом наличия активных тектонических процессов на площадке строительства были разработаны условия, предлагающие методику учета таких воздействий в отсутствие таковых в актуальных нормативных документах, а именно правил указаний по учету движения тектонических отдельных при проведении расчетов устройства сооружений инженерной подготовки на площадках с активными тектоническими разломами, в том числе скорости движения этих отдельных. Наличие активных тектонических разломов наряду с землетрясениями, оползнями, подтоплениями территории и ины-

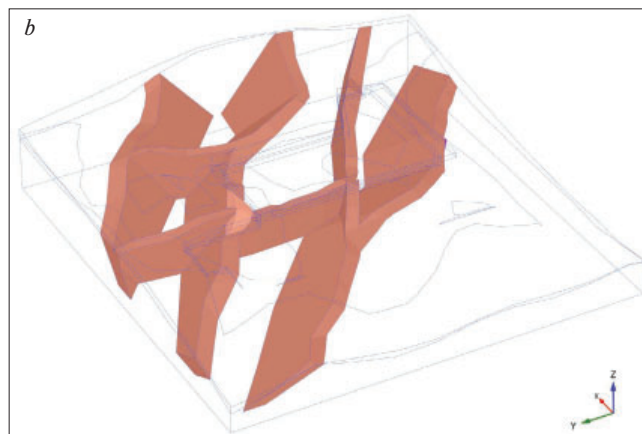
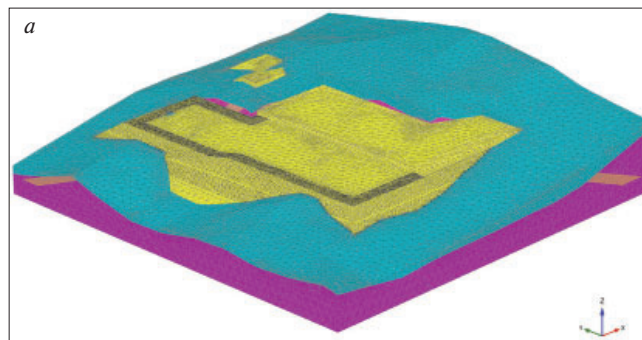


Рис. 2. Общий вид конечно-элементной модели (а) и тектонических разломов (б)

Fig. 2. General view of the finite element model (a) and tectonic faults (b)

ми опасными природными процессами и явлениями оказывает негативные или разрушительные воздействия на здания и сооружения. Без учета движения тектонических отдельных при проведении расчетов устройства сооружений инженерной подготовки на площадках с активными тектоническими разломами невозможно обеспечить механическую безопасность объекта в соответствии с требованиями технического регламента.

Разработанные внутренние условия следующие:

- расчет конструкций и оснований по предельным состояниям первой и второй групп следует выполнять в соответствии с указаниями СП 20.13330.2016 с учетом прогнозных тектонических смещений по разломам;

- необходимо прогнозировать перемещения (S_f) массива дисперсных грунтов без учета проектируемых сооружений и при передаче равномерно распределенной нагрузки на искусственное основание, при одновременном воздействии от смещений по разломам. В качестве результата расчета принимается максимальное из двух значений: необходимо проведение численного моделирования смещения конструкций инженерной подготовки от тектонических смещений за период эксплуатации проектируемых сооружений, установленных в проектной документации;

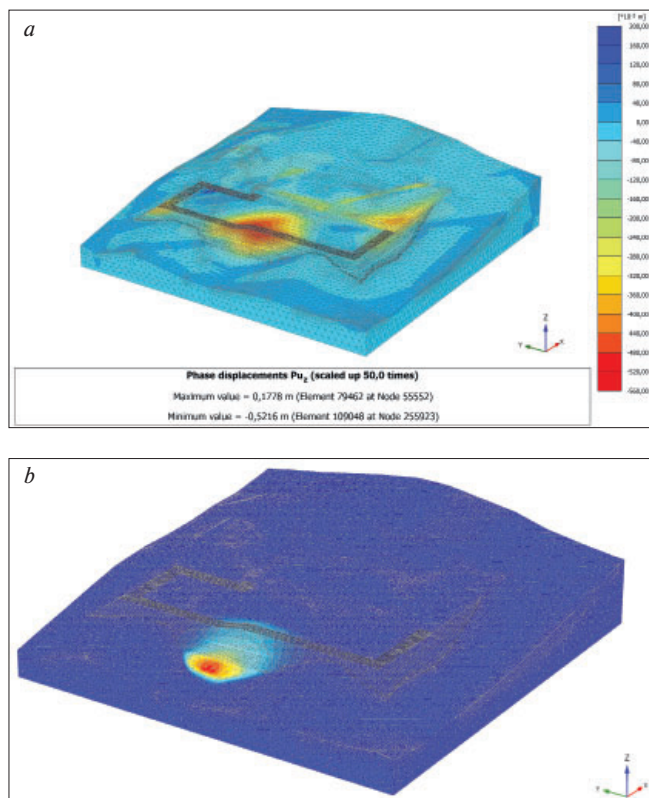


Рис. 3. Изополя вертикальных перемещений массива грунта за стадию устройства насыпей, мм (а), и наиболее опасная потенциальная поверхность скольжения массива грунта на стадии устройства насыпи – $K_{уст}=2,217$ (б)

Fig. 3. Isofields of vertical displacements of the soil mass during the stage of embankment construction, mm (a) and the most dangerous potential sliding surface of the soil mass at the stage of embankment construction, $K_{уст}=2.217$ (b)

– тектоническое движение блоков следует задавать в расчетных моделях с помощью заданного перемещения, приложенного к отдельным блокам, величина и направление которых устанавливаются по результатам специализированных исследований;

– схемы проведения численных расчетов, учитывающих тектонические смещения, определяются выявленным характером этих смещений по результатам инженерных изысканий;

– критерием расчета устойчивости конструкций инженерной подготовки в части учета движения тектонических отдельных частей при проведении расчетов устройства сооружений инженерной подготовки на площадках с активными тектоническими разломами, в том числе скорости движения этих отдельных частей, является условие превышения расчетного коэффициента устойчивости $K_{уст}$, полученного с учетом приложенных тектонических смещений, соответствующих полному сроку эксплуатации объекта проектирования, а также с учетом скорости движения тектонических отдельных частей, над нормативным коэффициентом устойчивости ($K_{уст}$).

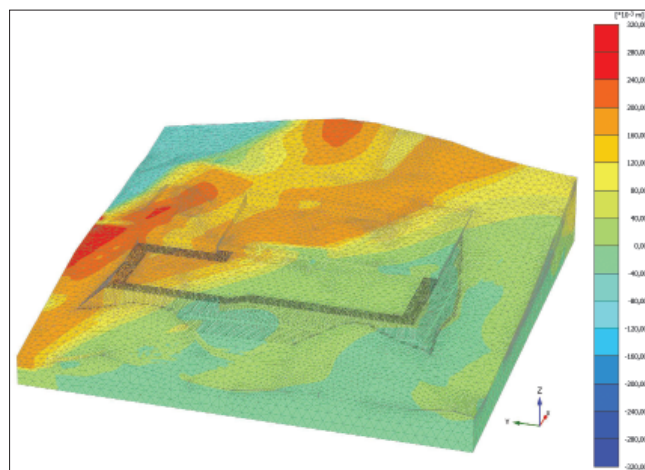


Рис. 4. Изополя вертикальных перемещений массива грунта за стадию приложения тектонических воздействий заданными перемещениями, мм

Fig. 4. Isofields of vertical displacements of the soil mass during the stage of tectonic impacts application using specified displacements, mm

Результаты расчета устойчивости на площадке устройства инженерной подготовки
The results of the calculation of stability on the site of the engineering preparation execution

Описание расчетного случая (стадии)	$K_{уст}$	3D-моделирование, $K_{уст}$
Естественный рельеф	1	1,963
Устройство выемки	1,15	2,636
Отсыпка насыпи	1,15	2,217
Грунты в естественном состоянии	1,39	2,193
Основание и насыпь в замоченном состоянии	1,39	1,348
Основание в замоченном состоянии, насыпь в естественном	1,39	1,874
Основание в замоченном состоянии, насыпь – в естественном (особое сочетание), МРЗ 8 баллов	1,25	1,542
Тектонические воздействия	1,39	2,196

Результаты

Результаты стадийного расчета позволили произвести прогноз получаемых в процессе реализации тектонических воздействий перемещений как массивов инженерной подготовки, так и самого основания сооружения. На рис. 3 представлены изополя вертикальных перемещений массива грунта после выполнения насыпей инженерной подготовки, а также общий вид наиболее опасной поверхности скольжения массива грунта с расчетным коэффициентом устойчивости системы.

Полученные результаты на стадии устройства больших объемов уплотненного грунта в качестве насыпей сложной формы закономерно показывают

достаточно большие осадки величиной более 0,5 м. Устойчивость же выполненных откосов насыпи достаточно большая, интервал изменения расчетного коэффициента безопасности изменяется в пределах от до 2,217 (при окончании отсыпки) до 1,348 (в случае, если по каким-то природным или техногенным причинам основание насыпи и сама насыпь окажутся в полностью водонасыщенном состоянии). Значение коэффициента в обычных условиях без учета сейсмических воздействий лежит в пределах 2,193. А при приложении сейсмических воздействий интенсивностью до 8 баллов методом квазистатического задания коэффициент устойчивости примет значение 1,542 (в динамическом расчете принимается, что основание насыпи находится в замоченном состоянии, а само тело насыпи – в естественном). Полная информация о полученных результатах представлена в таблице.

На рис. 4 представлены изополя вертикальных перемещений на стадии окончания тектонических воздействий, характерных для времени, равного 50 лет с момента устройства массивов и конструкций инженерной подготовки.

Выводы

1. В актуальных отечественных нормативных документах отсутствуют указания по учету движения тектонических отдельностей при проведении расчетов устройства зданий и сооружений, в том числе из грунтовых материалов на площадках с активными тектоническими разломами, в том числе скорости движения этих отдельностей. Однако наличие активных тектонических разломов наряду с землетрясениями, оползнями, подтоплениями территории и иными опасными природными процессами и явлениями оказывает негативные или разрушительные воздействия на здания и сооружения. Без учета движения тектонических отдельностей при проведении расчетов устройства сооружений инженерной подготовки на площадках с активными тектоническими разломами невозможно обеспечить механическую безопасность объекта.

2. Полученные на стадии моделирования дополнительные перемещения массива инженерной подготовки объекта строительства величиной от 0 до 250 мм за 50 лет предполагаемой эксплуатации подтверждают вывод о необходимости такого прогнозирования, так как полученный перепад и смещения однозначно негативно скажутся на работе строительных конструкций промышленного здания в период его эксплуатации. Получение же прогнозных значений перемещений позволяет заранее озаботиться необходимыми компенсирующими мероприятиями, это могут быть устройство системы строительных

подъемов, введение в решения по каркасу здания перепадов и разработка узлов конструкций, допускающих получаемые дополнительные перемещения.

3. По результатам расчетов площадки коэффициенты устойчивости рассматриваемой системы изменялись в пределах от 1,348 до 2,636 на различных стадиях устройства и при различных воздействиях. Приложение сейсмических воздействий в квазистатической постановке, соответственно балльности площадки, показало коэффициент устойчивости системы $K_{уст}=1,542$, что выше нормативного $K_{уст}=1,25$. Приложение воздействий от тектонических смещений в основании привело к дополнительным перемещениям массива грунта и массивов инженерной подготовки; минимальный коэффициент устойчивости системы при этом составил $K_{уст}=2,196$, что выше нормативного $K_{уст}=1,39$. Полученный массив данных позволяет заключить, что наибольшей опасностью с точки зрения деформирования для рассматриваемого объекта являются тектонические воздействия, а с точки зрения устойчивости системы – подтопление и замачивание грунтов основания и массива насыпи.

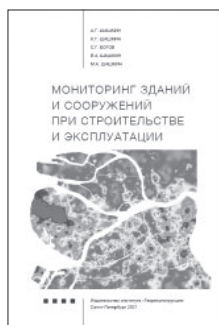
4. Для уточнения прогноза влияния тектонических смещений, выполняемых численными методами, могут быть более детально рассмотрены особенности взаимодействия грунтов в зоне смещения относительно друг друга, так как там наблюдается перемещение самих тектонических отдельностей относительно друг друга по разломам, заполненным осадочным материалом, например глинами или разрушенной скальной породой. Такие особенности смещений могут задаваться в моделях в виде интерфейсных элементов со специфическими параметрами снижения прочности и жесткости. Однако для проведения таких детальных прогнозов придется существенно сократить расчетную модель и рассматривать ее как минимум по частям либо в плоской постановке, что также может привести к другим неточностям.

Список литературы / References

1. Кузьмин Ю.О. Современная геодинамика разломов и парадоксы скоростей деформаций // *Физика Земли*. 2013. № 5. С. 28–46.
1. Kuzmin Yu.O. Modern fault geodynamics and paradoxes of deformation rates. *Physica Zemli*. 2013. No. 5, pp. 28–46. (In Russian).
2. Никонов А.А. Активные разломы: определение и проблемы выделения // *Геоэкология*. 1995. № 4. С. 16–27.
2. Nikonov A.A. Active faults: definition and problems of isolation. *Geoecology*. 1995. No. 4, pp. 16–27. (In Russian).

3. Трифонов В.Г., Кожурин А.И. Проблемы изучения активных разломов // *Геотектоника*. 2010. № 6. С. 79–98.
3. Trifonov V.G., Kojurin A.I. The problems of active faults studying. *Geotectonika*. 2010. No. 6, pp. 79–98. (In Russian).
4. Runge H., Balss U., Suchandt S., Eineder M. Tectonic shift measurement with Geodetic SAR Processing. *Proceedings of the IGARSS 2019*. 2019, pp. 9593–9595. DOI: 10.1109/IGARSS.2019.8900059
5. Sebela S., Turk J., Mulec J., Kostak B., Stemberk J. Statistical evaluation of the 3D monitoring of displacements of dinaric fault zone in Postojna cave, Slovenia. *Acta Geodynamica et Geomaterialia*. 2009. Vol. 6 (2), pp. 163–176.
6. Becker A., Häuselmann P., Eikenberg J., Gilli E. Active tectonics and earthquake destructions in caves of northern and central Switzerland. *International Journal of Speleology*. 2012. Vol. 41, pp. 35–49.
7. Кучай О.А., Дядьков П.Г. Оценка характера тектонического смещения в зонах разломов Алтая по данным о механизмах очагов землетрясений // *Геофизические технологии*. 2018. Т. 4. С. 4–9.
7. Kuchai O.A., Dyad'kov P.G. Assessment of the character of tectonic displacement in the Altai fault zones according to the data on earthquake source mechanisms. *Geophysicheskie tehnologii*. 2018. Vol. 4, pp. 4–9. (In Russian).
8. Arrowsmith J.R., Pollard D.D., Rhodes D.D. Hillslope development in areas of active tectonics. *Journal of geophysical research: solid Earth*. 1996. Vol. 101. Iss. B3, pp. 6255–6275.
9. Faivre S., Reiffsteck P. From doline distribution to tectonics movements example of the Velebit Mountain Range, Croatia. *Acta Carsologica*. 2002. Vol. 31, No. 3, pp. 139–154.
10. Scheidegger A.E. Finite strain in tectonic deformations. *Canadian journal of physics*. 2011. Vol. 40 (6), pp. 761–768.
11. Shigemitsu Y., Ishitsuka K., Lin W. Surface displacements near active faults in Hanshin area estimated by persistent scatterer SAR interferometry. *Journal of the Japan society of engineering geology*. 2022. Vol. 63 (2), pp. 49–63.
12. Zaccagnino D., Doglioni C. Earth gradients as the engine of plate tectonics and earthquakes. *La Rivista del Nuovo Cimento*. 2022. Vol. 45, pp. 801–881.

СПЕЦИАЛЬНАЯ ЛИТЕРАТУРА



МОНИТОРИНГ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ЭКСПЛУАТАЦИИ

Авторы: А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, С.Г. Богов, В.А. Шашкин, М.А. Шашкин
(практическое руководство под редакцией д.г.-м.н. Шашкина А.Г.)
Санкт-Петербург: Георекострукция, 2021. 640 с.

В монографии раскрывается содержание мониторинга механической безопасности при новом строительстве, реконструкции и эксплуатации зданий и сооружений. Показывается значение мониторинга не только как средства контроля за сохранностью городской застройки, но и как профилактического средства, позволяющего своевременно обнаружить и диагностировать негативные тенденции и принять адекватные меры по нормализации технического состояния сооружения. Отмечается необходимость построения мониторинга как интерактивного процесса, базирующегося на компьютерной модели взаимодействия сооружения и основания. Это позволяет корректно интерпретировать результаты мониторинга, а также выполнять обратные расчеты для совершенствования исходных расчетных схем и физических моделей материалов и грунтов.

По вопросам приобретения обращайтесь:

E-mail: geoconstruction@gmail.com WWW: geo-bookstore.ru



Учебное пособие «Промышленное и гражданское строительство. Введение в профессию»

Авторы: Грызлов В.С., Ворожбянов В.Н., Гендлина Ю.Б., Залипаева О.А., Каптюшина А.Г.,
Медведева Н.В., Петровская А.А., Поварова О.А., Чорная Т.Н.
Научный редактор – д-р техн. наук, проф. В.С. Грызлов
Москва; Вологда: Инфра-Инженерия, 2021. 276 с.

Дана общая характеристика профессии строитель. Приведены сведения из истории развития строительной отрасли. Предложено краткое описание видов строительной продукции, особенностей проектирования строительных объектов, технологии и порядка организации возведения зданий и сооружений; раскрыты вопросы менеджмента в строительстве. Подчеркнута важность строительной науки и цифровизации строительной деятельности. Отдельная глава посвящена особенностям организации инженерно-строительного обучения. Для студентов бакалавриата, начавших обучение по направлению «Строительство». Может быть использовано для профориентационной работы с выпускниками школ.

По вопросам приобретения обращайтесь в издательство «Инфра-Инженерия»

УДК 624.19

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-61-73>

А.З. ТЕР-МАРТИРОСЯН¹, д-р техн. наук, проректор (gic-mgsu@mail.ru);
Р.Х. ЧЕРКЕСОВ², генеральный директор (Cherkesov.R@mosinzhproekt.ru);
И.О. ИСАЕВ², директор по научно-технической деятельности (Isaev10@mosinzhproekt.ru);
В.В. РУДЬ¹, аспирант кафедры механики грунтов и геотехники (victoriadll@yandex.ru)

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

² ООО Институт «Мосинжпроект» (101000, г. Москва, Сверчков пер., 4/1)

Фактическое значение коэффициента перебора для тоннелей в дисперсных и скальных грунтах

Интенсивное развитие подземного пространства ставит перед собой задачу получения реалистичных результатов прогнозирования дополнительных деформаций при тоннелепроходческих работах. Полученные результаты в полной мере должны отражать необходимость контроля деформаций и проведения противоаварийных мероприятий. Недостаточные или, наоборот, завышенные результаты могут привести к аварийным случаям или к отсутствию экономической эффективности проекта. При расчетах оценки влияния необходимо учитывать коэффициент перебора (C_{ref}) – параметр, влияющий на расчетные значения. Однако его величина, представленная в действующей нормативной документации, значительно завышена, что способствует увеличению дополнительных расчетных осадок зданий, а также увеличению расчетной зоны влияния. В данном исследовании на примере строительства новой ветки Московского метрополитена авторы осуществили корректировку коэффициента перебора методом обратного пересчета для тоннелей диаметром 6 м в дисперсных грунтах, а также в случае, когда забой состоит из нескольких грунтов, включая скальные породы. Необходимо отметить, что расчетный коэффициент перебора – это приведенный параметр, который учитывает конусность щита и кольцевой зазор при условии обеспечения устойчивости забоя. Кроме того, проведено сопоставление максимальных дополнительных перемещений объекта мониторинга и давления нагрузки в рассматриваемой точке. По результатам исследований даны рекомендации по назначению величины параметра в плоских схемах: C_{ref} для песка равен 1,2, а для глины – 0,7. Результаты анализа взаимосвязи между дополнительными перемещениями и давлением пригруза показали, что недостаточное давление пригруза приводит к лобовому перебору грунта и в результате к превышению прогнозируемых значений. В данной работе авторы опубликовали сводную таблицу коэффициентов перебора, которые являются успешным инструментом для прогнозирования в совокупности с грамотным подбором величины давления пригруза. Дополнительно даны рекомендации по назначению и учету коэффициента условия работы.

Ключевые слова: коэффициент перебора грунта, ТПМК, геотехнический мониторинг, P_{axis} , давление пригруза, обратный анализ.

Для цитирования: Тер-Мартirosян А.З., Черкесов Р.Х., Исаев И.О., Рудь В.В. Фактическое значение коэффициента перебора для тоннелей в дисперсных и скальных грунтах // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 61–73. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-61-73>

A.Z. TER-MARTIROSYAN¹, Doctor of Sciences (Engineering), Vice-Rector (gic-mgsu@mail.ru);

R.H. CHERKESOV², General Director (Cherkesov.R@mosinzhproekt.ru);

I.O. ISAEV², Director of Scientific and Technical Activities (Isaev10@mosinzhproekt.ru);

V.V. RUD¹, postgraduate of department of Soil Mechanics and Geotechnics

¹ National Research Moscow State University of Civil Engineering (26, Yaroslavl Highway, Moscow, 129337, Russian Federation)

² LLC Institute “Mosinzhproekt” (4/1, Sverchkov Lane, Moscow, 101000, Russian Federation)

The Actual Volume Loss of Soil Coefficient for Tunnels in Cohesive and Rock Soils

The rapid development of underground spaces presents the challenge of obtaining realistic predictions of additional deformations during tunneling works. The obtained results must adequately reflect the need for deformation control and implementation of emergency measures. Insufficient or, conversely, overestimated results can lead to accidents or a lack of economic efficiency of the project. When assessing the impact, it is necessary to take into account the volume loss of soil coefficient (C_{ref}), a parameter influencing the calculated values. However, its magnitude, as presented in the current normative documentation, is significantly overstated, which leads to an increase in additional calculated settlements of buildings and an enlargement of the calculated influence zone. In this study, using the construction of a new branch line of the Moscow Metro as an example, the authors performed a back analysis to adjust the volume loss of soil coefficient for tunnels with a diameter of 6 m in dispersion soils, as well as in cases where the face consists of multiple soil types, including rock soils. It is worth noting that the calculated volume loss of soil coefficient is a normalized parameter that takes into account the shield obliquity and the radial gap, while ensuring the stability of the

face. Additionally, a comparison was made between the maximum additional displacements of the monitoring object and the pressure balance at the considered point. Based on the research findings, recommendations have been provided for determining the magnitude of the parameter in planar designs: C_{ref} is equal to 1.2 for sand and 0.7 for clay. The analysis results of the correlation between additional displacements and the pressure balance showed that insufficient pressure balance leads to face instability of the soil and, consequently, exceeds the predicted values. In this study, the authors have published a summary table of volume loss of soil coefficients, which serves as a successful tool for prediction when combined with a well-selected pressure balance value. Additionally, recommendations are provided for assigning and considering the working condition coefficient.

Keywords: volume loss of soil coefficient, TBM, geotechnical monitoring, Plaxis, pressure balance, back analysis.

For citation: Ter-Martirosian A.Z., Cherkesov R.H., Isaev I.O., Rud V.V. The actual volume loss of soil coefficient for tunnels in cohesive and rock soils. *Zhilyshchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2023. No. 9, pp. 61–73. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-61-73>

Современные технологии позволяют использовать тоннелепроходческие механизированные комплексы (ТПМК) при строительстве перегонных тоннелей метрополитена. ТПМК представляет собой сложную механическую систему, оснащенную аппаратурой для разработки грунта на глубине, поддержания устойчивости забоя с помощью технологии грунтопригруза; установкой для удаления породы с помощью конвейера или вагонеток и механизмом монтажа высокоточных блоков обделки [1]. Работы по проходке тоннеля выполняются в определенной последовательности, где осуществляются основные технологические операции: разработка грунта в забое, перемещение механизированного щита при помощи гидравлических домкратов и установка обделки тоннеля. Ведение щита осуществляется автоматически по лазерному лучу с помощью бортовых компьютеров, а также используется система для подачи тампонажного раствора в заобделочное пространство [2].

Современный механизированный щит содержит оболочку из стали, режущий механизм, призабойную камеру для поддержания давления пригруза, гидравлические цилиндры, шлюз для прохода персонала, пульт дистанционного управления, конвейер и шнек для удаления грунта, а также устройства для перемещения блоков обделки и их укладки [3]. На рис. 1 показаны основные элементы ТПМК с грунтопригрузом.

Во время выемки грунта из забоя происходит изменение напряженно-деформированного состояния и появляются дополнительные перемещения в грунтовом массиве, в котором осуществляется проходка. Оседание земной поверхности зависит от нескольких факторов:

- превышение объема изымаемого грунта из забоя над необходимым для установки одного кольца [5];
- конусность щита, разница между хвостовой частью ТПМК и внешним диаметром обделки (кольцевой зазор) [6];
- деформируемость обделки [7] и усадка затвердевшего тампонажного раствора [8];
- доуплотнение грунта над тоннелем [8].

Некоторые исследователи считают, что проседание ТПМК под своим весом также оказывает влияние на оседание земной поверхности. Вся нагрузка распределяется на низ проектируемой выработки,

которая деформируется под весом щита. Это может привести к обвалу или смещению свода выработки и в результате к оседанию поверхности [9, 10]. Дополнительно в работе 1986 г. [10] автор указывает радиальное смещение корпуса щита как фактор, влияющий на осадку поверхности.

При прогнозировании перемещений объектов, падающих в зону влияния строительства тоннелей, необходимо учитывать оседание земной поверхности. Для учета оседания, вызванного проходкой, применяется параметр, который учитывается в расчетной схеме при определенных допущениях (рис. 2). Данный параметр напрямую связан с осадками поверхности и называется коэффициентом перебора (V_L), который может быть рассчитан путем комбинирования анализа устойчивости грунта в забое щита (1); заполнения «юбки» ТПМК (2); заполнения кольцевого зазора тампонажным раствором (3), а также доуплотнением грунтового массива в глинистых грунтах за щитом над построенным тоннелем (4) [8]. На рис. 2 показаны ключевые зоны тоннелирования, необходимые для определения коэффициента перебора.

Применение технологии пригруза забоя позволяет контролировать провалы породы в лоб щита и осуществлять проходку в различных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях [11]. Давление пригруза создается в передней части щита, в пригрузочной камере, стабилизируя грунт в забое и предотвращая поступление воды в корпус машины и строящийся тоннель [12].

Одним из видов пригруза является грунтопригруз, с помощью которого устойчивость забоя обеспечивается благодаря извлеченному грунту с добавлением кондиционирующего состава [13]. Излишний шлам удаляется с помощью шнекового конвейера, который используется таким образом, чтобы в камере поддерживалось расчетное давление. Давление в камере должно соотноситься со скоростью продвижения щита и быть достаточно высоким для поддержания устойчивости грунта, что контролируется комбинацией усилия на режущем органе и скоростью удаления материала из камеры с помощью шнекового конвейера [14]. Щиты, оснащенные пригрузом данного типа, широко применяются для строительства метрополитена в Москве.

Разница между диаметром резания щита и его хвостовой частью, т. е. «юбкой», необходима для того, чтобы во время продвижения щит свободно проходил в грунтовом массиве. Дополнительно имеется разница между хвостовой частью щита и внешним диаметром обделки, называемая кольцевым зазором. Расстояние между корпусом тоннеля и вышележащим массивом сразу после продвижения ТПМК может уменьшиться под собственным весом грунта, по этой причине может возникнуть дополнительное оседание поверхности. Однако этот зазор компенсируется нагнетанием тампонажного раствора через патрубки, находящиеся в задней части щита [15].

При небольшой относительной глубине залегания ($C/D=1$, где C – глубина залегания тоннеля; D – диаметр тоннеля) устойчивость забоя (1) оказывает существенное влияние на общий коэффициент перебора. Перебор грунта вдоль щита (2) зависит от зазора между диаметром резания и корпусом щита, который часто заполняется бентонитом из забоя и тампонажным раствором из хвостовой части тоннеля. Однако первую и вторую составляющие общего перебора можно минимизировать, выбрав оптимальное давление пригруза и тампонажного раствора [16]. При снижении давления пригруза и давления нагнетания величина коэффициента перебора может достигать 5,5% [8].

Тампонажный раствор очень быстро вводится в кольцевой зазор при продвижении щита. Таким образом, предполагается, что нагнетаемое давление может вызвать дополнительную нагрузку на грунт вокруг обделки тоннеля, это может привести к смещениям (3) и впоследствии к доуплотнению грунта (4) из-за уменьшения объема затвердевшего тампонажного раствора [8].

На рис. 3 представлен демонтаж части перегонного тоннеля, который проложили в контуре котлована до его откопки. При внимательном рассмотрении можно заметить утолщение вокруг тоннеля, которое представляет собой затвердевшую «рубашку» тампонажного раствора.

Тампонажный раствор, который располагается вокруг тоннеля по всей длине и впоследствии образует затвердевший слой, может вызвать изменение напряжений в грунтовом массиве, что может повлечь за собой долговременное уплотнение грунта над тоннелем [8].

В данной работе предлагается разделить коэффициент перебора (V_L) на следующие компоненты:

$$V_L = V_{L1} + V_{L2} + V_{L3} + V_{L4}, \quad (1)$$

где V_{L1} – лобовой коэффициент перебора, который зависит от устойчивости забоя; V_{L2} – коэффициент перебора, зависящий от конусности щита, кольцевого зазора и нагнетания тампонажного раствора

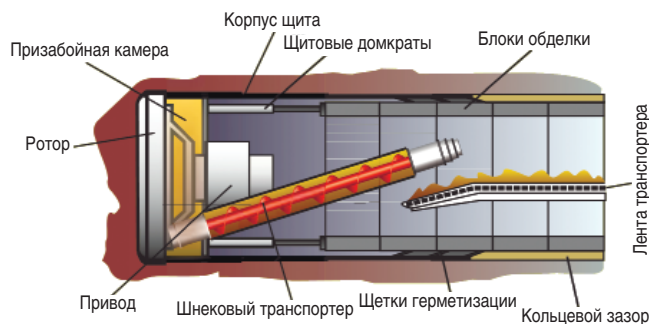


Рис. 1. Схема ТПМК с грунтопригрузом [4]
Fig. 1. Diagram of Earth pressure balance (EPB) machine [4]

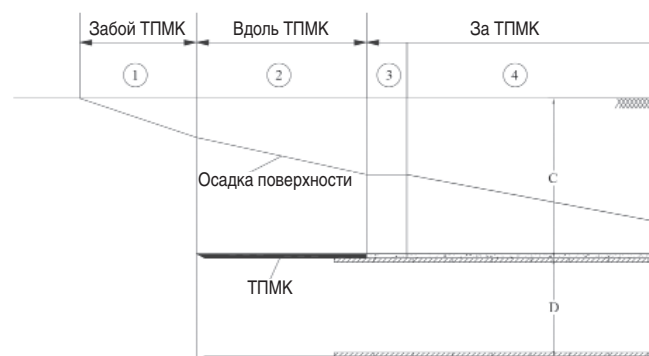


Рис. 2. Компоненты зон проходки для анализа оседания поверхности [8]
Fig. 2. Tunneling zone components for analyzing ground surface settlement [8]

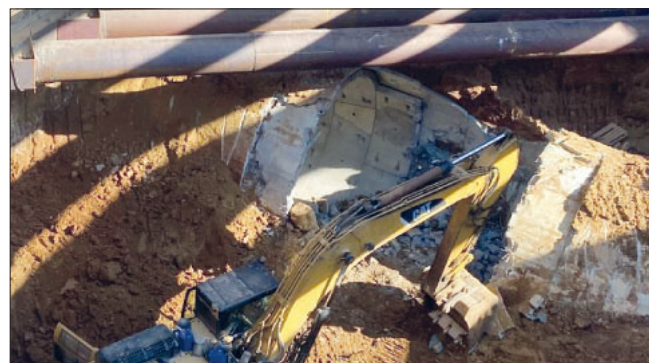


Рис. 3. Демонтаж тоннеля с тампонажной «рубашкой»
Fig. 3. Demolition of a tunnel with a grout cake

в заобделочное пространство; V_{L3} – коэффициент перебора, учитывающий деформируемость обделки; V_{L4} – коэффициент перебора, учитывающий стабилизацию осадок после проведения работ.

Деформируемость обделки является еще одним фактором, влияющим на оседание земной поверхности. Однако в контексте данной задачи его значение не является решающим, хотя уместно упомянуть данное обстоятельство. После процесса проходки тоннеля происходит процесс стабилизации грунта и обжатия обделки массивом, где располагается тоннель [9]. Это может привести к горизонтальной «оулилизации» тоннеля, которая не может быть отмечена

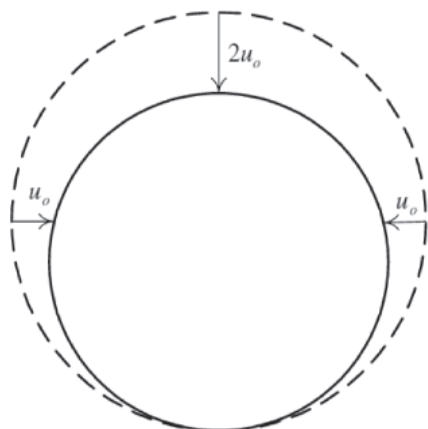


Рис. 4. Граничные условия зазора между диаметром резания щита и обделкой тоннеля для аналитического решения [24]

Fig. 4. Boundary conditions of the gap between the cutting diameter of the shield and the lining of the tunnel for the analytical solution [24]

или выявлена без специальных измерений и оборудования [17].

В данном контексте следует рассмотреть применение допущений. В большинстве случаев прогноз осуществляется в двумерной постановке с использованием грунтовых моделей Mohr-Coulomb (MC), Hardening Soil (HS) или Hardening Soil Small (HSS). Однако такие модели не учитывают стабилизацию осадок, обусловленную доуплотнением грунта после проходки. На основании [18, 19] и наблюдений авторов (рис. 6) деформации, связанные с доуплотнением грунтового массива, составляют незначительную часть общих деформаций при соотношении $C/D > 2$ и далее в работе не учитываются.

Касательно коэффициента перебора, учитывающего деформируемость обделки, как было упомянуто ранее, это не является ключевым фактором для расчетов перемещений. Однако для учета деформируемости обделки может быть использован коэффициент Мьюра–Вуда, который снижает изгибную жесткость кольца вследствие учета стыков между блоками обделки [20].

Лобовой коэффициент перебора напрямую не учитывается при расчетах, так как присутствует допущение, что строительство осуществляется при условии грамотного подбора давления пригруза и невозможности провалов грунта в лоб щита. Данная расчетная предпосылка адекватна, так как с помощью давления пригруза можно компенсировать различные инженерно-геологические и гидрогеологические условия строительства [16].

Вследствие этого при расчетах оценки влияния в программных комплексах (ПК), основанных на методе конечных элементов (МКЭ) проектируемых тоннелей, сооружаемых закрытым способом с применением ТПМК с пригрузом забоя, можно выдвинуть

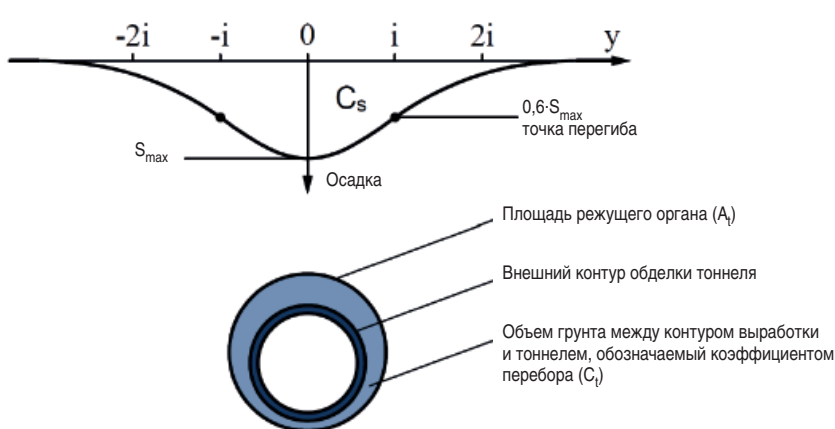


Рис. 5. Кривая оседания земной поверхности в поперечном сечении тоннеля [28]

Fig. 5. The surface settlement curve in the tunnel cross section [28]

гипотезу о том, что коэффициент перебора грунта в наибольшей степени зависит от конусности щита и заполнения кольцевого зазора при условии оптимального подбора давления пригруза и его контроле при проходке. Таким образом, коэффициент перебора грунта – это приведенный параметр, он равен:

$$V_L \approx V_{L2}. \quad (2)$$

Существует несколько подходов к определению осадки дневной поверхности при тоннелепроходческих работах: аналитический [21–26]; эмпирический [27, 28]; численный [32–36].

В основном аналитические решения рассматривают грунт как линейно-упругий материал, что не совсем достоверно описывает его поведение. Однако аналитические решения позволяют с высокой точностью рассчитать напряженное состояние и могут служить ориентиром для верификации численных методов. Например, одно из таких решений учитывает равномерное радиальное смещение тоннелей и горизонтальную «овализацию» грунта [21]. Далее решение было доработано [22] и получен результат, который больше согласуется с данными мониторинга.

В 1992 г. представлено аналитическое решение [23] для перемещений при строительстве круглых тоннелей, позволяющее учесть кольцевой зазор между выработкой и внешним диаметром обделки, который зависит от трехмерной упругопластической деформации грунта в забое тоннеля, геометрии ТПМК и обделки, а также от объема нагнетания тампонажного раствора в заобделочное пространство.

Другие авторы разработали решение [24], позволяющее задать различные граничные условия для зазора между выработкой и внешним диаметром обделки. В ходе исследования отмечается, что наи-

более точным образом описывают осадки земной поверхности граничные условия, показанные на рис. 4.

Дополнительно следует отметить, что ряд аналитических решений в части определения НДС вокруг тоннеля представлен в полярных координатах с использованием метода комплексных переменных [25]. В исследовании отмечено, что равномерное радиальное смещение тоннеля сопровождается смещением всего тоннеля вниз. При этом смещение лотковой части тоннеля меньше, чем его свода. Также автор исследования отмечает, что точность прогнозирования деформаций зависит от относительной глубины залегания тоннеля.

Профессор Ю.А. Лиманов предложил в своем аналитическом методе [26] определить радиус расчетной зоны влияния и величину перемещения земной поверхности в линейно-деформируемой изотропной полуплоскости. В данной математической модели вышележащий слой представлен распределенной нагрузкой. Таким образом, на границе слоев можно определить деформации и в конечном итоге на поверхности земли.

В 1969 г. Р. Пек представил инженерному сообществу эмпирическую формулу оседания земной поверхности при прокладке тоннелей на основе полученных данных при строительстве метрополитена. Полученное уравнение основано на функции нормального распределения Гаусса, где максимальная точка графика соответствует наибольшему смещению поверхности при проходке (рис. 5). Зная величину максимальной осадки (S_{max}), можно найти осадку на любом отдалении от оси тоннеля [27]:

$$S(y) = S_{max} \cdot e^{-\frac{y^2}{2i^2}}, \quad (3)$$

где y – расстояние от оси тоннеля до точки, в которой необходимо найти перемещение поверхности; i – точка перегиба линии оседания поверхности, которая зависит от вида грунта и глубины залегания тоннеля.

В поперечном сечении объем осевшего грунта над тоннелем можно найти по формуле:

$$C_s = \int S(y) \cdot dx = \sqrt{2\pi} \cdot i_x \cdot S_{max}. \quad (4)$$

Объем осевшего грунта над тоннелем (C_s) примерно равен объему грунта между контуром выработки и контуром обделки (C_t) [28]. Таким образом:

$$V_L = \frac{C_t}{A_t} \approx \frac{C_s}{A_t}. \quad (5)$$

Стоит отметить, что данный способ определения величины перебора не учитывает релаксацию напряжений в грунтовом массиве, деформируемость обделки, усадку тампонажной «рубашки» и лобовой перебор.

Следующий эмпирический способ также не учитывает инженерно-геологические и гидрогеологические

условия строительства, но позволяет рассчитать коэффициент перебора с учетом конусности и полноты заполнения заобделочного пространства по следующей формуле:

$$V_L = (C_p - C_T^{95}) / C_p \cdot 100\%, \quad (6)$$

где C_p – объем извлекаемого грунта, равный цилиндру с диаметром резания ТПМК, м³; C_T^{95} – объем готового тоннеля с учетом 95%-го заполнения заобделочного пространства, м³.

Необходимо отметить, что функция нормального распределения Гаусса правдоподобно описывает оседание земной поверхности при отсутствии таких технологических параметров, как давление пригруза забоя. Это связано с тем, что оборудование современных тоннелепроходческих комплексов не исключает снижения влияния многих факторов на деформации поверхности. Например, влияние параметра расстояния от оси тоннеля до объекта мониторинга можно минимизировать пригрузом при верном подборе величины давления, что неоднократно отмечено авторами при рассмотрении фактических данных мониторинга.

В действительности при строительстве тоннеля невозможно гарантировать, что при проходке получится заполнить все пространство кольцевого зазора из-за возможного обрушения кровли, попавших пузырьков воздуха в систему или снижения давления нагнетания. При определении объема готового тоннеля следует назначить коэффициент запаса, соответствующий геологическим и технологическим условиям, в данном случае 5%:

$$C_T^{95} = \pi \cdot (D_{обд} + 2R_{зап} \cdot 0,95)^2 / 4, \quad (7)$$

где $D_{обд}$ – внешний диаметр обделки проектируемого тоннеля, м; $R_{зап}$ – величина кольцевого зазора, м.

Диаметр хвостовой части щита ($D_{рез}$) больше, чем диаметр обделки ($D_{обд}$), по этой причине величина строительного зазора равна:

$$R_{зап} = \frac{D_{рез} - D_{обд}}{2}. \quad (8)$$

Более того, для прогнозирования влияния тоннелепроходческих работ на деформацию земной поверхности современные исследователи [19, 29, 30] используют методы искусственного интеллекта на основе статистической обработки данных, которые учитывают такие факторы, как физико-механические свойства грунтового массива, уровень грунтовых вод, диаметр и глубину залегания тоннеля, а также давление пригруза и нагнетания тампонажного раствора, скорость проходки и многие другие факторы, которые до этого не удавалось сочетать в одной модели прогнозирования.

В 2001 г. были применены методы искусственного нейронного моделирования для обработки данных геотехнического мониторинга и параметров проходки,

полученные в ходе строительства метрополитена в Сеуле [29]. Исследование 50 км проходки с тоннелями диаметром от 5 до 15 м показало, что нейронная сеть определила наиболее важные факторы, влияющие на величину оседания поверхности: глубина залегания тоннеля, диаметр выработки, уровень грунтовых вод, тип грунта над тоннелем и скорость проходки.

Результаты исследования [19] по строительству самого большого тоннеля диаметром 15,8 м в Китае показали, что давление нагнетания тампонажного раствора в заобделочное пространство оказывает наиболее значительное влияние на осадку поверхности. Данный тоннель был построен в водонасыщенных грунтах в условиях плотной городской застройки.

В Шанхае при строительстве тоннеля диаметром 6,7 м в глинистых грунтах исследователи определили [30], что наибольшая корреляция с осадкой поверхности наблюдается у толщины слоя, в котором находится тоннель, а также у толщины грунта, который находится над тоннелем. Авторы отмечают, что корреляция небольшая, но даже при таком взаимодействии параметров с помощью методов искусственного интеллекта можно создать точную модель прогнозирования.

Деформации грунта следует контролировать во время проходки, так как строительство тоннелей закрытым способом в условиях плотной городской застройки, вблизи исторических зданий и свайных фундаментов может привести к их дополнительным перемещениям, влияющим на эксплуатационную пригодность. Таким образом, до начала строительства, во время прокладки тоннеля и до того момента, пока не стабилизируются осадки, осуществляется непрерывный геотехнический мониторинг зданий, находящихся в расчетной зоне влияния строительства. Соответствующая обработка данных мониторинга может обеспечить своевременный контроль за дополнительными перемещениями конструкций, ограничить дефекты, снизить затраты и обеспечить эксплуатационную пригодность и надежность сооружений [31].

График на рис. 6 демонстрирует изменение перемещений деформационных марок на здании, находящемся в зоне влияния строительства тоннеля. Из анализа графических данных следует, что во время пятого цикла мониторинга был замечен резкий рост дополнительных деформаций при приближении ТПМК на расстоянии 10 м от объекта мониторинга, что свидетельствует о недостаточной величине пригруза щита. После выявления этих деформаций строителями была произведена корректировка пригруза, что привело к стабилизации дополнительных осадок.

Данные геотехнического мониторинга объектов, находящихся в зоне строительства тоннелей, широко

применяют для расчета коэффициента перебора численным методом с использованием различных программных комплексов, основанных на методе конечных элементов и методах конечных разностей.

В одном из исследований [32] авторы осуществили трехмерное моделирование строительства тоннеля диаметром 15,43 м с учетом пригруза забоя в глинистых грунтах. Определена величина V_L от 0,04 до 0,1% в зависимости от глубины залегания тоннеля при C/D , равном от -0,3 до 2,0, где отрицательное значение относительной глубины залегания означает, что авторы также учли участок строительства, где верх забоя щита находился выше поверхности земли.

Другие авторы [33] попытались определить более реалистичный метод моделирования проходки в плоской постановке. Установлено, что модель грунта HSS дает более близкую ширину расчетной зоны влияния согласно геодезическим измерениям, чем модель HS. Увеличение ширины сооружения (B), глубины фундамента (h) и глубины залегания тоннеля (C) уменьшает максимальную осадку сооружения. Однако нагрузка (P), приходящаяся на фундамент, и диаметр тоннеля (D) увеличивают деформации. Также максимальные осадки здания увеличиваются по мере возрастания отношения (ϵ/D) до 0,5, где ϵ – величина эксцентриситета между тоннелем и конструкцией здания. При $\epsilon/D > 0,5$ осадки имеют тенденцию уменьшения. В исследовании отмечено, что те параметры, которые влияют на уменьшение осадки (B , h , C), оказывают противоположное воздействие на величину разности осадок фундамента.

Дополнительно проведено исследование, в котором авторы [34] получили противоположные результаты: модели HS и HSS часто дают завышенные результаты в 1,5–2 раза для нормально уплотненного грунта ($OCR=1$) и заниженные результаты для уплотненных грунтов ($OCR>1$).

При моделировании задач в программных комплексах, учитывающих проходку, необходимо задавать коэффициент перебора, величина которого в российской нормативной документации представлена в СП 249.1325800.2016 «Коммуникации подземные. Проектирование и строительство закрытым и открытым способами». Однако представленное значение расчетного параметра для ТПМК несколько завышено, о чем авторы данной статьи не раз говорили в своих работах про подбор коэффициента перебора численным способом [35–38].

При моделировании проходки в ПК Plaxis коэффициент перебора можно моделировать с помощью параметра C_{ref} (обжатие обделки, %), который учитывается при выборе команды «Line Contraction» в окне создания поперечного сечения тоннеля.

Авторы неоднократно численным методом производили оптимизацию коэффициента перебора путем обратного пересчета с подбором величины параметра до момента совпадения расчетных перемещений с данными геотехнического мониторинга [35–38]. Обратный анализ был выполнен с учетом максимального перемещения за все циклы наблюдений, что является неким запасом, так как стабилизация осадок может привести и к уменьшению абсолютных перемещений после проходки щита в непосредственной близости от здания.

Стоит отметить, что величина коэффициента перебора зависит от выбранной модели грунта и расстояния от низа тоннеля до низа расчетной схемы [39]. В упоминаемых работах [35–38] авторы использовали расчетные схемы с моделью грунта МС и устанавливали расстояние от низа тоннеля до низа расчетной схемы в размере 0,5D, что также согласуется с рекомендациями СП 249.1325800.2016 в отношении выбора нижней границы.

По результатам исследований [35–38] было выявлено, что проектный коэффициент перебора больше фактического до шести раз, что явно указывает на необходимость оптимизации в данной области геотехнических расчетов.

В работах [36–38] были представлены исследуемые параметры как для плоских, так и для объемных моделей. Коэффициенты перебора для объемных моделей были в среднем в 1,7 раза больше, чем для плоских сечений из-за меньших расчетных перемещений окружающей застройки вследствие учета пространственной жесткости схемы. Поэтому для достижения тех же перемещений, полученных с помощью геотехнического мониторинга, необходимо использовать более высокие значения коэффициента перебора.

На дополнительном этапе исследования был осуществлен анализ перемещений здания, расположенного за пределами предварительной зоны влияния, который был обусловлен остановкой для замены режущего элемента и повторным запуском щита [38]. В результате сделан вывод, что остановка технологического процесса в условиях плотной городской застройки принадлежит к нерекондуемым мерам предосторожности.

Проведенные вычисления показали, что в некоторых случаях при проходке в скальных грунтах пере-

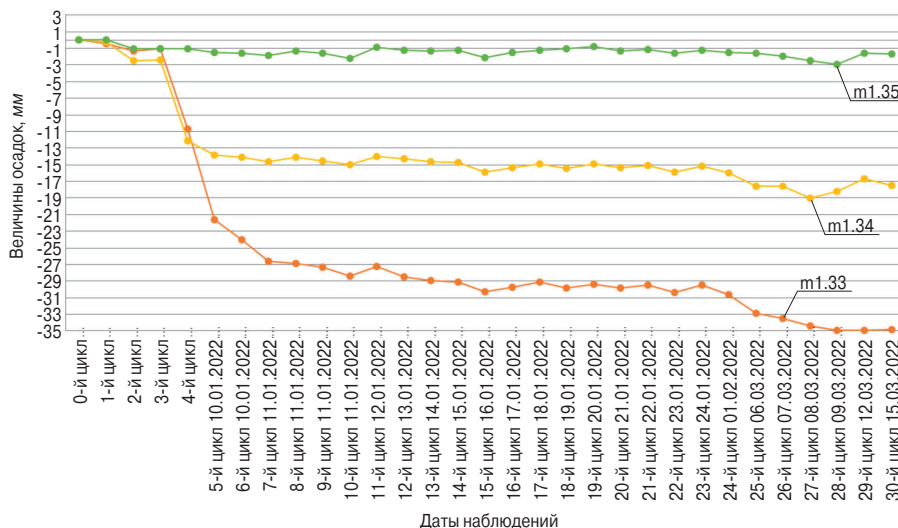


Рис. 6. График вертикальных перемещений здания в зоне влияния тоннеля
Fig. 6. The graph of vertical movements of the building in the zone of influence of the tunnel

бор не превышает 0,1%. Кроме того, при перемещении поверхности более 10 мм необходимо уделить этому внимание и выяснить причины данной величины дополнительных перемещений, поскольку подобные значения выбиваются из общей выборки [38].

Результатом проведенных исследований являются уточненные коэффициенты перебора для строительства тоннелей диаметром 10 м в дисперсных грунтах ($C_{ref}=0,5$ и $0,7$ для глинистого и песчаного грунтов соответственно) [35–37] и тоннелей диаметром 6 м в скальных грунтах ($C_{ref}=0,5$) [38].

Цель данной работы – обобщить накопленный авторами опыт и определить рекомендуемое значение коэффициента перебора при численном моделировании закрытой выработки с внешним диаметром 6 м в дисперсных грунтах.

Материалы и методы

В работе рассматриваются данные о проходке, полученные при строительстве однопутных тоннелей с внешним диаметром $D_{н}=6,3$ м и внутренним $D_{в}=5,7$ м. В ходе производства работ получены данные геотехнического мониторинга дневной поверхности и окружающей застройки, попадающей в расчетную зону влияния строительства, а также такие параметры, как скорость проходки, давление грунтопригруза и нагнетание тампонажного раствора в заобделочное пространство.

Для строительства тоннелей использовались ТПМК NFM и Robbins с грунтопригрузом и диаметром резания 6,6 м. В качестве несущих конструкций тоннеля используются кольца шириной 1,2 м и толщиной 0,3 м.

Продольный профиль тоннеля на исследуемом участке от щельги до поверхности земли сложен дисперсными и скальными грунтами. Согласно профилю, представленному на рис. 7, в забое машины

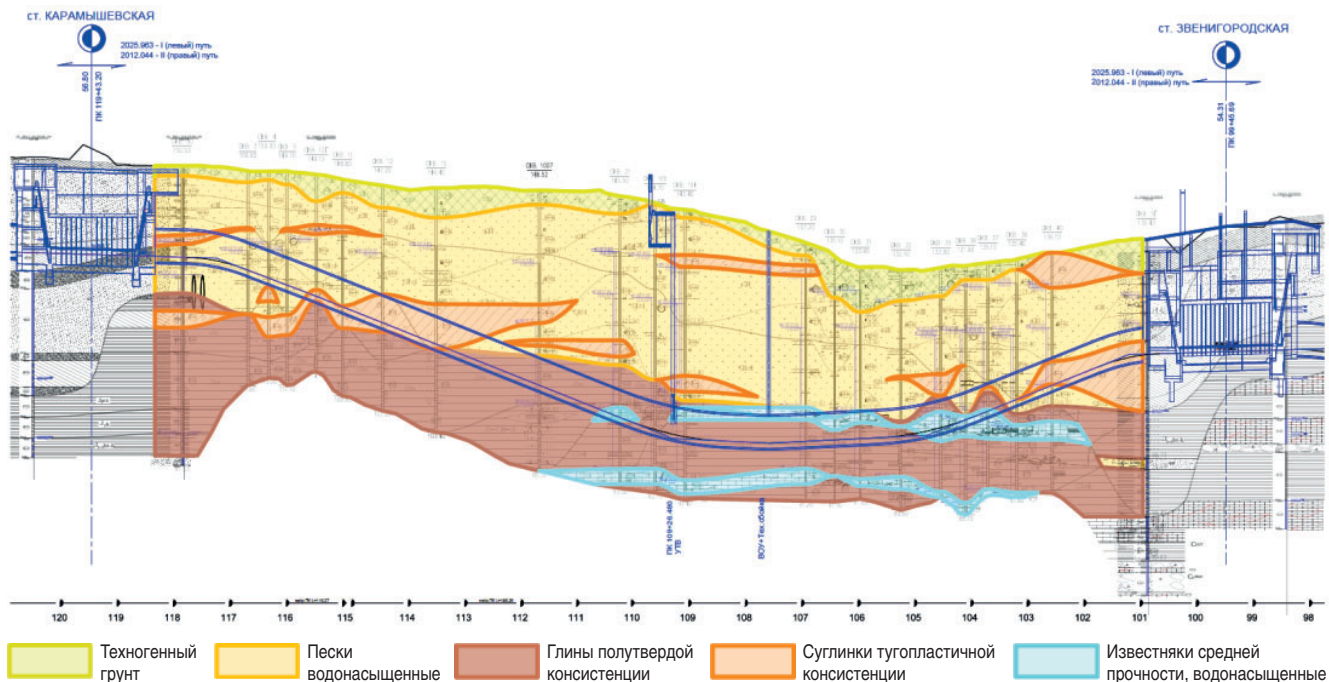


Рис. 7. Продольный профиль тоннелей
Fig. 7. Longitudinal profile of tunneling

преимущественно встречаются глинистые грунты. На рассматриваемом участке расстояние от верха тоннеля до дневной поверхности изменяется от 16,7 до 35,1 м. Средняя скорость проходки составила 0,35 м/ч при разработке забоя с объемом 60 м³ породы под установку одного кольца за 3,5 ч с установкой всех блоков обделки за 1 ч.

Данные о проходке по результатам строительства двух перегонных тоннелей представлены в табл. 1. Максимальная осадка дана по итогам отдаления ТПМК от объектов более чем на 20 м. Давление пригруза указано в момент нахождения щита под объектом мониторинга. Проходка тоннеля осуществлялась с ПК118 + 31 на уменьшение пикетов (ПК).

Расчеты по оценке влияния с целью прогнозирования дополнительных перемещений от щитовой проходки выполнены в ПК Plaxis, основанном на методе конечных элементов. Для расчета использована модель МС. Глубина залегания объекта мониторинга от поверхности до щельги тоннеля и расстояние до оси одного из тоннелей представлены в табл. 1. Все расчетные схемы выполнены в соответствии с проектным плановым расположением.

Дополнительно в табл. 1 представлен скорректированный коэффициент перебора (C_{ref}) по результатам мониторинга для двумерных задач в ПК Plaxis. На основании фактических перемещений объектов мониторинга путем постепенных итераций коэффициент перебора корректируется в расчетных схемах до тех пор, пока расчетные деформации не станут равны фактическим.

Результаты исследования

Давление грунтопригруза – наиболее важный параметр тоннелирования [16] – на протяжении всей проходки изменялось от 1,7 до 3,7 бар. Стоит отметить дополнительную осадку здания № 2 в размере $S_{max}=34,5$ мм (табл. 2), что объясняется недостаточным количеством давления в забое щита на данном участке строительства. По этой причине зафиксировано резкое возрастание давления пригруза с 1,7 до 3,1 бар. Давление нагнетания тампонажного раствора на рассматриваемом участке также увеличилось с 2,5 до 4 бар. Развитие и стабилизация дополнительных перемещений приведены на рис. 6.

Изначально давление грунтопригруза было рассчитано в соответствии с методикой, которая была представлена в 2002 г. [40]. В рамках данной методики разработчики произвели уточнение параметров, влияющих на расчет, по сравнению с принятыми классическими методиками расчета.

По мере приближения ТПМК к зданию № 2 (табл. 1) геотехнический мониторинг показал интенсивное приращение деформаций на четвертом цикле наблюдений. По этой причине было принято решение о необходимости пересчета давления пригруза в соответствии с общепринятыми методиками прошлых лет и на основании обновленного технического регламента по проходке продолжения строительства тоннеля.

Другой случай повышенного перемещения сооружения № 16 величиной $S_{max}=95,1$ мм (табл. 1) связан с несвоевременной корректировкой давления и его резкого падения из-за наличия полости в плоскости

Таблица 1
Table 1

Данные по проходке тоннелей
The data during the construction of the tunnels

№	ПК	Объект мониторинга	Фундамент	Осадка максимальная, мм	Давление пригруза, бар	Глубина залегания от поверхности до щельги, м	Расстояние от тоннеля до объекта мониторинга, м	Грунт в забое	Коэффициент перебора C_{ref} %
1	113+45	Автомобильный тоннель	Плитный	21,9	1,7	23,1	5,2	Глинистый	4,11
	111+71			3	2,8	29,7	11,3	Песчаный/глинистый	0,94
	112+58			3,2	3,1	26,8	8,3	Глинистый	0,69
2	113+35	Здание	Ленточный	34,9	1,7–2,8	24,5	5,3	Глинистый	5,1
3	113+05	Здание	Ленточный	10	2,1	24,9	4,6	Глинистый	0,67
	111+68			9,4	3,1	30,1	3,6	Глинистый	0,71
4	111+26	Здание	Ленточный	6	3,1	32	2,6	Глинистый	0,7
5	111+23	Здание	Ленточный	1,7	3,1	31,5	23,4	Глинистый	0,7
6	110+72	Поверхность земли	–	5,7	3,2	32,1	3,1	Глинистый	0,7
7	110+52	Здание	Ленточный	5,5	3,2	33,9	4,8	Глинистый	0,72
8	110+14	Поверхность земли	–	3,2	3,2	35,1	5,9	Глинистый/скальный	0,61
9	110+05	Здание	Ленточный	1,4	3,2	34,8	3,7	Глинистый/скальный	0,58
10	109+88	Здание	Ленточный	2,3	3,2	35,1	1,2	Глинистый	0,68
11	109+80	Поверхность земли	–	3,7	3,2	33,5	10,1	Глинистый	0,73
12	109+71	Поверхность земли	–	3,4	3,2	34,6	12,3	Глинистый	0,7
13	108+50	Поверхность земли	–	7,5	3,6	34,4	7,1	Скальный/глинистый	0,61
14	108+30	Поверхность земли	–	6	3,7	34,2	2,1	Скальный/глинистый	0,55
15	106+67	Здание	Ленточный	2,9	3,6	30,1	4,2	Скальный/глинистый	0,54
16	106+53	Подземное сооружение	Плитный	95,1	2,1	30	1,5	Скальный/глинистый	12,5
17	106+20	Здание	Свайный	4,2	3,6	25,7	2,6	Скальный/глинистый	0,58
18	105+32	Поверхность земли	–	6,4	3,6	25,3	2,1	Песчаный/глинистый	1,05
19	105+27	Поверхность земли	–	2,1	3,6	24,6	17,2	Песчаный/глинистый	0,85
20	105+06	Поверхность земли	–	19,2	3,1	24,2	16,6	Песчаный/глинистый	6,4
21	105+06	Поверхность земли	–	21,9	3,1	24,3	16,3	Песчаный/глинистый	6,3
24	104+82	Здание	Ленточный	6	3,1	23,9	1,1	Скальный/глинистый	0,79
27	104+67	Здание	Ленточный	1,5	3,1	23,6	23,1	Скальный/глинистый	0,71
28	103+15	Поверхность земли	–	7,7	3,1	24,9	0	Скальный/глинистый	0,68
30	104+32	Здание	Ленточный	2,4	3,1	25,2	18,5	Песчаный	1,18
31	104+31	Здание	Ленточный	7,4	3,1	22,3	3,3	Песчаный/глинистый	0,91
32	104+08	Здание	Ленточный	1,2	3,1	21,4	20,6	Песчаный/глинистый	0,9
33	103+78	Здание	Ленточный	7,4	3,1	23,5	1,5	Скальный/глинистый	0,68
34	103+27	Поверхность земли	–	9,1	3,1	21,5	0	Песчаный	1,2
35	102+76	Поверхность земли	–	6	3,1	20,3	6,3	Песчаный/глинистый	1,11
36	102+68	Поверхность земли	–	2,7	3,1	19,9	15,2	Песчаный/глинистый	1,1

Окончание табл. 1
End of table 1

№	ПК	Объект мониторинга	Фундамент	Осадка максимальная, мм	Давление пригруза, бар	Глубина залегания от поверхности до щельги, м	Расстояние от тоннеля до объекта мониторинга, м	Грунт в забое	Коэффициент перебора C_{ref} , %
37	102+53	Подземное сооружение	Плитный	4,6	2,2	21,3	10,2	Песчаный/глинистый	1,1
39	101+95	Поверхность земли	–	6,7	2,1	19,4	3	Песчаный/глинистый	1,03
40	101+79	Поверхность земли	–	3,0	2,1	18	9,7	Песчаный/глинистый	1

забоя щита, которая не была обнаружена на этапе инженерно-геологических изысканий.

Также необходимо отметить уменьшение давления пригруза на 0,5 бар и соответствующие осадки поверхности земли № 20, 21 (табл. 1) до $S_{max}=21,9$ мм, что еще раз подтверждает влияние давления пригруза на дополнительные осадки. Изменение давления в этом случае связано с его корректировкой машинистами вследствие изменения глубины залегания тоннеля.

Дополнительные перемещения здания № 2, сооружения № 16, а также поверхностей земли № 20, 21 не рассматривались при корректировке коэффициента перебора, так как данные случаи являются выбросами из выборки, обусловленными недостатком необходимого давления в забое щита, что приводит к лобовому коэффициенту перебора.

С помощью обратного пересчета коэффициента перебора путем постепенных итераций зафиксировано, что для песчаного грунта параметр изменяется от 1,18 до 1,2, для глинистого – от 0,67 до 0,73. Также в поперечных сечениях проектируемой трассы встречается двусоставное напластование породы. Например, в некоторых случаях примерно 2/3 нижней части забоя представляет собой глинистый грунт, а 1/3, верхнюю часть забоя, – обводненный песок (в табл. 1 «Песчаный/глинистый») или обводненный известняк (в табл. 1 «Скальный/глинистый»). Для случая напластования «Песчаный/глинистый» коэффициент изменяется от 0,68 до 1,11%, для напластования «Скальный/глинистый» – от 0,54 до 0,79%.

Вместе с тем встречается обратная ситуация, когда глинистый грунт находится сверху, а скальный грунт внизу (в табл. 1 «Глинистый/скальный»). В этом случае расчетный коэффициент перебора получился 0,58 и 0,61%.

Среднее значение C_{ref} для песчаного грунта составляет 1,19%, для глинистого грунта – 0,7%, а для случая, когда забой сложен несколькими грунтами, среднее значение рассматриваемого параметра составляет 0,81%.

Таким образом, в табл. 2 авторы представили рекомендуемые расчетные значения параметра на основании проведенных исследований в случае штат-

Таблица 2
Table 2Сводная таблица параметров коэффициента перебора для моделирования в 2D
Summary table of parameters of the volume loss of soil for modeling in 2D

D, м	Вид грунта		
	Дисперсный		Скальный
	Песок	Глина	
6	$C_{ref}=1,2$	$C_{ref}=0,7$	$C_{ref}=0,5$
10	$C_{ref}=0,7$	$C_{ref}=0,5$	–

ной безостановочной работы щита и поддержания оптимального давления пригруза при строительстве тоннеля.

Для получения более достоверных данных для интерполяции по величине перебора в случае неоднородного напластования дисперсных грунтов в забое щита необходимо проводить дополнительные исследования.

Завышенные коэффициенты перебора, полученные при обратном пересчете с учетом фактических перемещений, не учитывались при составлении рекомендаций по назначению перебора, так как рассмотренные случаи ненормативные.

Таким образом, авторы дополнили существующие данные по коэффициенту перебора для различных видов грунтов на основании анализа фактических данных мониторинга для строительства тоннелей диаметром 6 м в дисперсных грунтах, что необходимо для более достоверного прогноза осадок поверхности, зданий, сооружений и инженерных коммуникаций. Однако саму задачу по расчету дополнительных перемещений необходимо решать комплексно, с учетом корректного определения давления пригруза забоя щита, так как именно этот параметр напрямую влияет на результаты рассматриваемой задачи [16].

Заключение

В данной работе произведен анализ оседания земной поверхности вследствие строительства тоннелей с применением ТПМК, а также подробно представлен технологический параметр проходки – коэффициент перебора грунта.

На основании обзора российской и международной литературы, а также собственного опыта авторы предлагают разделять коэффициент перебора грунта (V_L) на следующие компоненты: лобовой коэффициент перебора устойчивости забоя (V_{L1}); коэффициент перебора конусности щита, кольцевого зазора и нагнетания тампонажного раствора в заобделочное пространство (V_{L2}); коэффициент перебора деформируемости обделки (V_{L3}) и коэффициент перебора, учитывающий стабилизацию осадок после проведения работ (V_{L4}).

В зависимости от подхода в задачах определения деформаций при тоннелепроходческих работах (аналитический, эмпирический и численный) изучается влияние нескольких или каждого отдельного компонента коэффициента перебора на осадки земной поверхности. В настоящее время единственный способ учесть все компоненты – это искусственный интеллект, основанный на методах математической статистики, методах оптимизации и т. д. При этом способе изучается влияние всевозможных параметров на данные геотехнического мониторинга, полученных в ходе строительства объекта.

В предыдущих исследованиях [35–38], а также в этой работе, заключительной в цикле статей по определению величины параметра, коэффициент перебора является приведенным и определяется численным способом с применением рекомендаций по назначению нижней границы в расчетных схемах в зависимости от используемой грунтовой модели [39]. При расчете схем с оптимизированным коэффициентом перебора, представленным в табл. 2, и с грунтовой моделью МС рекомендуется отступать от низа тоннеля до низа расчетной схемы в размере 0,5D.

На основании анализа данных при проходке щита с диаметром 6 м в дисперсных и скальных грунтах, представленных в табл. 1, можно сделать следующие выводы.

При прогнозировании дополнительных перемещений от щитовой проходки на окружающую застройку в двумерной постановке в ПК Plaxis для песчаных грунтов допускается использовать C_{ref} , равный 1,2, а для пылевато-глинистых – 0,7.

На основании анализа предыдущих работ [35–38] и текущих данных, представленных в табл. 1 предположительно можно сделать следующие рекомендации: при наличии слоистых грунтов в забое ТПМК допускается интерполировать коэффициент перебора по дисперсности; при наличии водонасыщенных грунтов в забое ТПМК допустимо учитывать коэффициент условия работы 1,1.

Таким образом, проведенные исследования позволяют сделать вывод, что применение полученных коэффициентов перебора вместе с грамотным подбором величины давления пригруза является эффектив-

ным инструментом для прогнозирования влияния тоннелепроходческих работ на окружающую застройку.

Однако, несмотря на достигнутые результаты, возникает необходимость в дальнейших исследованиях для разработки современных методов определения величины давления пригруза, основанных на накопленном опыте.

Авторами планируется продолжить изучение данной проблемы с целью обеспечения достаточной точности прогнозирования и безопасности производства работ при строительстве тоннелей.

Это позволит повысить качество строительных проектов и снизить вероятность возникновения аварийных ситуаций. Внедрение разработанных методов определения давления пригруза в практику строительства тоннелей существенно улучшит эффективность и безопасность данного процесса.

Список литературы / References

1. Анищенко В.И., Атрушкевич В.А. Разработка структурной схемы для систем грунтопригруза при строительстве закрытых горных выработок и подходов прямоугольного сечения к продуктивным пластам через аллювиальные и смешанные геологические формации механизированным способом // *Вестник Кузбасского государственного технического университета*. 2019. № 1. С. 66–77. DOI: <https://doi.org/10.26730/1999-4125-2019-1-66-77>
1. Anishchenko V.I., Atrushkevich V.A. Development of a structural scheme for soil-loading systems during the construction of closed mine workings and approaches of rectangular cross section to productive strata through alluvial and mixed geological formations in a mechanized way. *Vestnik KuzGTU*. 2019. No. 1, pp. 66–77. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.26730/1999-4125-2019-1-66-77>
2. Мазейн С.В. Приборный контроль, прогноз и регулирование рабочих параметров щитовой проходки // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2011. № 3. С. 90–96.
2. Mazein S.V. Instrument control, forecasting, and regulation of working parameters of the shield driving. *Gorny informatsionno-analiticheskiy bulletin*. 2011. No. 3, pp. 90–96. (In Russian).
3. Фугенфиров А.А. Строительство транспортных тоннелей: Учебное пособие. Омск: СибАДИ, 2007. 306 с.
3. Fugenfirov A.A. Stroitel'stvo transportnyh tonnelej: uchebnoe posobie [Construction of transport tunnels: a study guide]. Omsk: SibADI. 2007. 306 p.
4. Guglielmetti V., Grasso P., Mahtab A., Xu S. Mechanized Tunnelling in Urban Areas: Design methodology and construction control (1st ed.). CRC Press. 2007. 528 с. DOI: <https://doi.org/10.1201/9780203938515>

5. Мазеин С.В. Оперативный контроль пористости грунта на тоннельной щитовой проходке // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2009. № 3. С. 106–115.
5. Mazein S.V. Real-time monitoring of soil porosity in tunneling using a shield driving method. *Gorny informatsionno-analiticheskiy bulletin*. 2009. No. 3, pp. 106–115. (In Russian).
6. Mollon G., Dias D., Soubra A.-H. Probabilistic analyses of tunneling-induced ground movements. *Acta Geotechnica*. 2013. Vol. 8, pp. 181–199. DOI: <https://doi.org/10.1007/s11440-012-0182-7>
7. Wang F., Du X., Li P. Predictions of ground surface settlement for shield tunnels in sandy cobble stratum based on stochastic medium theory and empirical formulas. *Underground Space*. 2023. Vol. 11, pp. 189–203. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.undsp.2023.01.003>
8. Lavasan A.A., Zhao C., Barciaga T., Schaufler A., Steeb H, Schanz T. Numerical investigation of tunneling in saturated soil: the role of construction and operation periods. *Acta Geotechnica*. 2018. Vol. 13. No. 2, pp. 671–691. DOI: <https://doi.org/10.1007/s11440-017-0595-4>
9. Скворцов А.А. Оценка влияющих факторов на итоговую величину строительного зазора // *Горный информационно-аналитический бюллетень*. 2012. № 8. С. 129–133.
9. Skvorcov A.A. Estimation of influential factors on the final magnitude of construction clearance. *Gorny informatsionno-analiticheskiy bulletin*. 2012. No. 8, pp. 129–133. (In Russian).
10. Attewell P.B., Yeates J., Selby A.R. Soil movements induced by tunneling and their effects on pipelines and structure. NY.: Glasgow and London Published in the USA by Chapman and Hall. 1986. 325 p.
11. Li Z., Lv J., Xie X., Fu H., Huang J., Li Z. Mechanical characteristics of structures and ground deformation caused by shield tunneling under-passing highways in complex geological conditions based on the MJS method. *Applied Sciences*. 2021. Vol. 11. No. 19, pp. 9323. DOI: <https://doi.org/10.3390/app11199323>
12. Boone S., Artigiani E., Shirlaw J.N., Ginanneschi R., Leinaala T. Use of ground conditioning agents for Earth Pressure Balance machine tunneling. In *Congres International de Chambéry–Octobre*. Chambéry, France. 2005, pp. 313–319.
13. Anagnostou G., Kovari K. Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 1996. Vol. 11. No. 11, pp. 165–173.
14. Park B., Lee C., Choi S., Kang T., Chang S. Discrete-element analysis of the excavation performance of an EPB shield TBM under different operating conditions. *Applied Sciences*. 2021. No. 11, pp. 5119. DOI: <https://doi.org/10.3390/app11115119>
15. Liu H., Shi J., Li J., Liu C. Investigation on the Influence Caused by Shield Tunneling: WSN Monitoring and Numerical Simulation. *Advances in Civil Engineering*. 2021, pp. 1–11. DOI: <https://doi.org/10.1155/2021/6620706>
16. Ter-Martirosyan A.Z., Cherkesov R.H., Isaev I.O., Shishkina V.V. Surface Settlement during Tunneling: Field Observation Analysis. *Applied Sciences*. 2022. Vol. 12, pp. 9963. DOI: <https://doi.org/10.3390/app12199963>
17. Nuttens T., Stal C., Backer H., Schotte K., Bogaert P., Wulf A. Methodology for the ovalization monitoring of newly built circular train tunnels based on laser scanning: Liefkenshoek Rail Link (Belgium). *Automation in Construction*. 2013. Vol. 43, pp. 1–9. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2014.02.017>
18. Bowers K.H., Hiller D.M. Ground movement over three years at the Heathrow Express Trial Tunnel. *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*. 1996, pp. 647–652.
19. Li L., Li J., Shi Z., Li L., Li M., Jin D., Dong G. Prediction of surface settlement induced by large-diameter shield tunneling based on machine-learning algorithms. *Geofluids*. 2022. Vol. 2022, pp. 1–13. DOI: <https://doi.org/10.1155/2022/4174768>
20. Wood A.M. The Circular Tunnel in Elastic Ground. *Geotechnique*. 1975. Vol. 25, pp. 115–127. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.1.115>
21. Verruijt A., Booker J.R. Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane. *Geotechnique*. 1996. Vol. 46. No. 4, pp. 753–756.
22. Loganathan N., Poulos H. G. Analytical Prediction for Tunneling-Induced Ground Movements in Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 1998. Vol. 124, pp. 846–856. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:9\(846\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:9(846))
23. Lee K. M., Rowe R. K., Lo, K. Y. Subsidence owing to tunnelling. I: Estimating the gap parameter. *Canadian Geotechnical Journal*. 1992. Vol. 29. No. 6. DOI: <https://doi.org/10.1139/t92-104>
24. Park K-H. Analytical solution for tunnelling-induced ground movement in clays. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 2005. Vol. 20, pp. 249–261. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2004.08.009>
25. Verruijt A. Complex variable solution for a deforming circular tunnel in an elastic half-plane. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1997. Vol. 21, pp. 77–89.
26. Лиманов Ю.А. Осадки земной поверхности при сооружении тоннелей в кембрийских глинах. Л.: ЛИИЖТ, 1957. 238 с.
26. Limanov Yu.A. Osadki zemnoj poverhnosti pri sooruzhenii tonnelej v kembrijskih glinah [Subsidence of earth's surface in the construction of tunnels in Cambrian clays]. Leningrad: LIIZhT, 1957. 238 p.

27. Peck R B. Deep excavation and tunnelling in soft ground. In *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sociedad Mexicana de Mecanica*. Mexico City, Mexico. 1969, pp. 147–150.
28. Moller S.C. Tunnel induced settlements and structural forces in linings. D.Sc. Thesis. Stuttgart, Germany. 2006. 174 p.
29. Kim C.Y., Bae G.J., Hong S.W., Park C.H., Moon H.K., Shin H.S. Neural network based prediction of ground surface settlements due to tunneling. *Computers and Geotechnics*. 2001. Vol. 28. Iss. 6–7, pp. 517–547. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(01\)00011-8](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(01)00011-8). 2001
30. Huang H., Chang J., Zhang D., Zhang J., Wu H., Li G. Machine learning-based automatic control of tunneling posture of shield machine. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2022. Vol. 14. Iss. 4, pp. 1153–1164. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2022.06.001>
31. Панжин А.А., Панжина Н.А. Деформационный мониторинг воздействия строительства метрополитена на здания и сооружения. *Проектирование, строительство и эксплуатация комплексов подземных сооружений. Труды VI Международной конференции*. Екатеринбург, 2019. С. 4–9.
31. Panzhin A.A., Panzhina N.A. Deformation monitoring of the impact of metro construction on buildings and structures. *Design, Construction, and Operation of Underground Complexes. Proceedings of the VI International Conference*. Ekaterinburg. 2019, pp. 4–9. (In Russian)
32. Zhang Z. X., Liu C., Huang X. Numerical analysis of volume loss caused by tunnel face instability in soft soils. *Environmental Earth Sciences*. 2017. Vol. 76, pp. 1–19. DOI: <https://doi.org/10.1007/s12665-017-6893-1>
33. Alsirawan R., Sheble A., Alnmr A. Two-dimensional numerical analysis for TBM tunneling-induced structure settlement: a proposed modeling method and parametric study. *Infrastructures*. 2023. Vol. 8 (5), pp. 88. DOI: <https://doi.org/10.3390/infrastructures8050088>
34. Sharafutdinov R.F., Isaev O.N., Zakatov D.S. A study of the ground volume loss modeling technique influence the soil displacement in course of shield tunneling. 2023. С. 1042–1051. DOI: <https://doi.org/10.1201/9781003299127-147>
35. Тер-Мартirosян А.З., Бабушкин Н.Ф., Исаев И.О., Шишкина В.В. Определение расчетного коэффициента перебора путем анализа данных мониторинга // *Геотехника*. 2020. Т. 12. № 1. С. 6–14. DOI: <https://doi.org/10.25296/2221-5514-2020-12-1-6-14>
35. Ter-Martirosyan A.Z., Babushkin N.F., Isaev I.O., Shishkina V.V. Determining the actual ground loss of soil by analyzing monitoring data. *Geotechnica*. 2020. Vol. 12. No. 1, pp. 6–14. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.25296/2221-5514-2020-12-1-6-14>
36. Тер-Мартirosян А.З., Исаев И.О., Алмакаева А.С. Определение фактического коэффициента перебора (участок «Стахановская улица» – «Нижегородская улица») // *Вестник МГСУ*. 2020. Т. 15. Вып. 12. С. 1644–1653. DOI: <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2020.12.1644-1653>
36. Ter-Martirosyan A.Z., Isaev I.O., Almakayeva A.S. Identification of the actual excess excavation ratio (Stakhanovskaya street – Nizhegorodskaya street site). *Vestnik MGSU*. 2020. Vol. 15, Iss. 12, pp. 1644–1653. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2020.12.1644-1653>
37. Тер-Мартirosян А.З., Кивлюк В.П., Исаев И.О., Шишкина В.В. Определение фактического коэффициента перебора (участок «Косино» – «Юго-Восточная»). *Construction and Geotechnics*. 2021. Т. 12. № 2. С. 5–14. DOI: <https://doi.org/10.15593/2224-9826/2021.2.01>
37. Ter-Martirosyan A.Z., Kivlyuk V.P., Isaev I.O., Shishkina V.V. Determination of the actual excess excavation ratio (section “Kosino” – “Yugo-Vostochnaya”). *Construction and Geotechnics*. 2021. Vol. 12, No 2, pp. 5–14. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.15593/2224-9826/2021.2.01>
38. Тер-Мартirosян А.З., Кивлюк В.П., Исаев И.О., Шишкина В.В. Определение фактического коэффициента перебора в скальных грунтах // *Жилищное строительство*. 2021. № 9. С. 3–9. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-3-9>
38. Ter-Martirosyan A.Z., Kivlyuk V.P., Isaev I.O., Shishkina V.V. Determination of the actual outbreak ratio in rocky soils. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 9, pp. 3–9. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-9-3-9>
39. Ter-Martirosyan A.Z., Cherkesov R.H., Isaev I.O., Rud V.V., Ambrushkevich M.I. Determination of parameters of the boundaries of the computational model for assessing the impact on the surrounding development from tunneling. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2023. Vol. 19. No. 2, pp. 95–108. DOI: <https://doi.org/10.22337/2587-9618-2023-19-2-95-108>
40. Воробьев Л.А., Чеботаев В.В. Определение давления пригруза при проходке тоннелей щитами с пеногрунтовым или бентонитовым креплением забоя. *Труды международной научно-практической конференции «Тоннельное строительство России и стран СНГ в начале века: опыт и перспективы»*. М.: ТАР, 2002. С. 122–129.
40. Vorob'ev L.A., Chebotaev V.V. Determination of face pressure in shield tunneling with foam-soil or bentonite support systems. *Proceedings of the International Scientific-Practical Conference 'Tunnel Construction in Russia and CIS Countries in the Beginning of the Century: Experience and Perspectives'*. Moscow, TAR, 2002, pp. 122–129. (In Russian).

УДК 621.6.072

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-74-85>

В.В. СИДОРОВ, канд. техн. наук, доцент кафедры МГиГ НИУ МГСУ, научный сотрудник
НОЦ «Геотехника им. З.Г. Тер-Мартirosяна» (vitsid@mail.ru),
А.С. АЛМАКАЕВА, младший научный сотрудник НОЦ «Геотехника им. З.Г. Тер-Мартirosяна»
(totilas96@mail.ru)

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

Оценка осадки свайно-плитного фундамента в псевдонелинейной постановке

Предложено аналитическое решение задачи о взаимодействии свайно-плитного фундамента с двухслойным линейно-деформируемым грунтовым основанием. Для учета нелинейного поведения грунтов в упругой постановке был предложен графоаналитический метод, предполагающий ограничение несущей способности сваи по боковой поверхности величиной прочности прилегающего к ней грунта и дальнейшее перераспределение прикладываемой нагрузки на пяту сваи. В работе выполнен сравнительный анализ предложенного модифицированного аналитического решения задачи с учетом нелинейной работы грунтов в упругой постановке с численным решением в упругопластической постановке и исследована область применения предлагаемого модифицированного аналитического решения, учитывающего описанный механизм нелинейной работы грунта. Численное моделирование выполнено в геотехническом программном комплексе Plaxis 2d, поведение грунтов описывалось упругопластической моделью Мора–Кулона. По результатам аналитических и численных вычислений при различных значениях прочности грунта были построены графики зависимости осадок от нагрузок, которые показали, что на качественную и количественную сходимость результатов оказывает влияние прочность грунта. При высоких значениях прочностных свойств грунтов сходимость решений выше, однако при низких значениях прочности применение предлагаемого модифицированного аналитического решения ограничено и требуется его уточнение.

Ключевые слова: свайно-плитный фундамент, напряженно-деформированное состояние, взаимодействие сваи с грунтом, аналитическое решение, численное решение, касательные напряжения, несущая способность сваи, осадка сваи.

Работа выполнена при поддержке Головного регионального центра коллективного пользования научным оборудованием и установками НИУ МГСУ при финансировании Минобрнауки России (соглашение № 075-15-2021-686).

Для цитирования: Сидоров В.В., Алмакаева А.С. Оценка осадки свайно-плитного фундамента в псевдонелинейной постановке // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 74–85.

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-74-85>

V.V. SIDOROV, Candidate of Sciences (Engineering), Docent of the Department MGIG NIU MGSU,
Research Center “Geotechnics named after Z.G. Ter-Martirosyan”,

A.S. ALMAKAEVA, Junior Researcher of Research Center “Geotechnics named after Z.G. Ter-Martirosyan” (totilas96@mail.ru)
National Research Moscow State University of Civil Engineering (26, Yaroslavlskoye Highway, Moscow, 129337, Russian Federation)

Assessment of Pile-Slab Foundation Settlement in Pseudo Non-Linear Formulation

An analytical solution of the problem of interaction between a pile-slab foundation and a 2-layer linearly deformable ground foundation is proposed. To take into account the nonlinear behavior of soils in the elastic formulation, a graph-analytical method was proposed, which limits the bearing capacity of a pile on the lateral surface to the strength value of the adjacent soil and further redistribution of the applied load on the pile toe. In this work, a comparative analysis of the proposed modified analytical solution of the problem, taking into account the nonlinear operation of soils in an elastic formulation, with a numerical solution in an elastic-plastic formulation, is carried out, and the area of application of the proposed modified analytical solution, which takes into account the described mechanism of the nonlinear operation of the soil, has been studied. Numerical modeling was performed in the geotechnical software package Plaxis 2d, the soil behavior was described by the elastic-plastic Mohr-Coulomb model. According to the results of analytical and numerical calculations for various values of soil strength, graphs of the dependence of settlement on loads were constructed, which showed that

the qualitative and quantitative convergence of the results is influenced by the strength of the soil. The results of analytical and numerical calculations at different values of soil strength showed that the qualitative and quantitative convergence of the results were influenced by soil strength. At high values of soil strength, the convergence of solutions is higher, however, at low values of strength the application of the proposed modified analytical solution is limited and its refinement is required.

Keywords: pile-slab foundation, stress-strain state, pile-soil interaction, analytical solution, numerical solution, shear stresses, pile bearing capacity, pile settlement.

This work was supported by the Head Regional Center for the Collective Use of Scientific Equipment and Installations of the NRU MGSU with funding from the Russian Ministry of Science and Higher Education of the Russian Federation (agreement No. 075-15-2021-686).

For citation: Sidorov V.V., Almakaeva A.S. Assessment of pile-slab foundation settlement in pseudo non-linear formulation. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2023. No. 9, pp. 74–85. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-74-85>

Одними из самых распространенных типов фундаментов являются свайные фундаменты, так как они наиболее часто применяются в сложных инженерно-геологических условиях и при высоких значениях проектных нагрузок на основание. За последние десятилетия накоплен большой объем экспериментальных, теоретических и численных исследований свай и свайных фундаментов под нагрузкой и разработаны методы их расчета. За основу методов принята концепция достижения предельного состояния сначала по боковой поверхности сваи, а затем и под ее пятой. Известно, что при начальном приложении нагрузки в работу включается боковая поверхность грунта, а на пяту сваи приходится лишь небольшое значение нагрузки. С ростом нагрузки будет расти касательное напряжение по боковой поверхности до тех пор, пока на локальных участках не произойдет исчерпание несущей способности, и тогда нагрузка начнет постепенно передаваться на те участки сваи, где касательное напряжение не достигло своего предела, а также на пяту сваи. Когда по всей боковой поверхности будет полностью исчерпана несущая способность, нагрузку будет воспринимать только грунт под нижним концом сваи.

При использовании упругопластичных, упруговязких и упруговязкопластичных моделей грунтов в расчетных схемах или моделях реализуется механизм передачи нагрузки, который описан выше. Однако при использовании упругих моделей грунтов исчерпание предела по боковой поверхности не наступает, и поэтому касательные напряжения вдоль ствола сваи продолжают расти. Это всегда отчетливо видно на графиках «нагрузка–осадка», где при использовании упругой модели поведения грунта зависимость остается прямо пропорциональной на всем участке нагружения, а при использовании моделей грунтов с критерием прочности по достижении некоторого предельного значения нагрузки осадка начинает резко возрастать, пока не произойдет разрушение грунта. Соответственно, применение упругих моделей грунтов имеет явные ограничения по диапазону нагрузок.

Количественная оценка напряженно-деформированного состояния (НДС) грунтового массива вокруг сваи сводится к определению нормальных и касательных напряжений под ее нижним концом и по боковой поверхности, а также возникающих в свае усилий и осадок. Величина и характер эпюр нормальных и касательных напряжений зависят от несущей способности грунтов, а также от величины прикладываемой нагрузки и от того, как происходит ее распределение между касательными и нормальными напряжениями, что соответственно влияет на характер работы сваи в грунтовом массиве [1].

В зависимости от постановки и начальных условий задачи можно вывести готовые аналитические решения для различных прикладных задач, позволяющих в конечном итоге определять несущую способность и осадку сваи, которые являются основными вопросами при проектировании. К начальным условиям задачи можно отнести свойства грунтов (упругие, нелинейные и реологические), выбранную модель для описания поведения грунтов, характер нагружения (статический, динамический, циклический), тип фундамента (одиночная свая, свайный фундамент, свайно-плитный), сжимаемость сваи, ее длину, процессы, протекающие в грунте (консолидация, ползучесть, релаксация и т. п.), закон распределения касательных напряжений по боковой поверхности сваи (линейный, нелинейный), закон распределения осадок по глубине (линейный, нелинейный) и т. д.

В литературе можно найти множество работ, посвященных аналитическому исследованию взаимодействия различных типов свай и свайных фундаментов с окружающим массивом грунта. Большинство из них решено на основании предположения равенства осадок сваи и грунта вокруг нее. Далее будут рассмотрены некоторые из них, их сравнение с результатами численных и натурных экспериментов, а также рассмотрена область применения аналитических решений.

В работах [2, 3] описываются алгоритмы более простых и наиболее распространенных решений

задачи взаимодействия сильносжимаемых и мало-сжимаемых свай с однородным и неоднородным массивом грунта, обладающего линейными и упругопластическими свойствами, которые не требуют ввода трудноопределимых параметров для расчета. Аналитические решения применимы в широком диапазоне нагрузок, допуская возможность возникновения локальных пластических зон течения грунта, и хорошо согласуются с результатами численного моделирования [4, 5]. Особенно хорошо данные решения позволяют описать работу свайного фундамента до уровня нагрузок, при которых начинается нелинейное деформирование грунтов. Полученные зависимости дают возможность подобрать оптимальное соотношение длины и диаметра сваи, а также ее шаг для наиболее эффективного вовлечения свайного фундамента в работу, что также подтверждается рядом других теоретических и численных исследований [6, 7]. Помимо статического нагружения, авторами предлагаются методики расчета несущей способности и осадки свайных фундаментов при циклических и динамических нагрузках, так как в процессе изменения нагрузки меняется НДС системы «грунт–фундамент» [8, 9].

Много аналитических решений задач посвящено исследованию работы глинистых грунтов, обладающих ярко выраженными реологическими свойствами. Формирование НДС у таких грунтов вызывает большой интерес, так как в них возникает процесс ползучести, который может развиваться с затухающей, постоянной или прогрессирующей скоростью, сопровождающейся упрочнением и разупрочнением грунта. В результате с течением времени происходит изменение НДС, приводя к существенному перераспределению внешней нагрузки по боковой поверхности и под нижним концом сваи [10, 11]. Описание такого сложного процесса во времени во многом зависит от выбранной реологической модели грунта. В задачах наиболее часто встречается модель Максвелла, состоящая из последовательно соединенных упругого и вязкого элементов. Например, полученное аналитическое решение задачи [12] о взаимодействии длинной сваи с окружающим грунтом, описываемым модифицированной моделью Максвелла, можно использовать для прогнозирования осадки одиночной сваи или группы свай в составе плитного фундамента, а также для определения предела длительной несущей способности одиночной сваи за счет введения в модель Максвелла предела прочности грунта, определяемой законом Кулона. В другой работе, используя реологические модели Максвелла и Тер-Мартirosяна, авторы [13] получили уравнения для определения нормальных напряжений σ_R , действующих под пятой одиночной сваи, в

упруговязкой постановке без учета и с учетом упрочнения грунта. На основании построенных графиков зависимости нормальных напряжений σ_R от времени были сделаны выводы, что время достижения максимальной нагрузки под пятой сваи прямо пропорционально вязкости грунта. Полученные решения с учетом реологических свойств грунтов могут быть применимы для оснований, сложенных слабыми глинистыми грунтами, в которых осадка за счет вторичной консолидации может протекать длительное время.

Также в сложных инженерно-геологических условиях, например в сильносжимаемых пылевато-глинистых или заторфованных грунтах, применяются сваи из инертных материалов, таких как пески, щебень и т. д. Такие сваи также носят названия «сваи-дрены» или «сваи-колонны». Они позволяют уплотнить сильносжимаемые грунты, а также обеспечивают быстрое рассеивание избыточного порового давления и ускоряют процесс консолидации слабых водонасыщенных грунтов. Кроме того, технология производства работ таких свай связана с вибрационным воздействием на основание. Наличие такого количества сложных процессов, меняющихся в зависимости от стадии жизненного цикла сваи – производство работ или дальнейшая эксплуатация – вызывает возникновение неоднородного НДС и осложняет его количественную оценку, и поэтому такие задачи имеют повышенный интерес, особенно если они учитывают сразу несколько сложных процессов, протекающих в грунте. Решение задачи о взаимодействии сваи-дрен с окружающим водонасыщенным глинистым грунтом с учетом его упругих, упругопластических и упруговязкопластических свойств в условиях консолидации рассматривалось в работах авторов [14–16]. Распределение и перераспределение нагрузки между сваей и грунтом зависят от времени и обусловлены скоростью консолидации и геометрическими параметрами сваи и грунтового цилиндра вокруг нее. Авторами дается количественная оценка НДС системы «щебеночная свая – окружающий уплотненный грунт – ростверк», позволяющая определить нагрузку, передаваемую на сваю, и конечную осадку ростверка, а также дополнительно оценить экстремальное значение избыточного порового давления и время стабилизации деформаций.

Однако, как показывает практика, любое теоретическое или численное решение всегда следует сопоставлять с реальными экспериментами, которые позволяют оценить фактическую работу сваи или свайного фундамента под нагрузкой и определить точность теоретических и численных методов. Сравнение результатов, полученных разными способами при

решении задач о взаимодействии грунтового массива и сваи, показывает, что при оценке НДС численные и теоретические методы могут значительно отличаться от результатов экспериментальных исследований как в большую, так и в меньшую сторону, что было рассмотрено в ряде работ, описание результатов которых приводится ниже. Связано это с тем, что при решении задач теоретическими или численными методами используются допущения, создающие некоторую погрешность, так как в действительности грунт – среда нелинейная и очень неоднородная, а его механизм разрушения гораздо сложнее того, что описывается механикой сплошных тел, применяемой при решении задач в области механики грунтов и геотехнике.

Экспериментальные исследования [17] работы одиночной баретты с грунтовым массивом в плоской постановке выполнялись на лабораторном стенде, представляющем собой плоский лоток, оснащенный измерительной аппаратурой, которая позволяет определять передаваемую нагрузку на баретту и величину вертикальной деформации поверхности грунта. Для получения картины изополей вертикальных деформаций грунта была выполнена цифровая обработка результатов испытаний методом Particle Image Velocimetry (PIV). Сравнение результатов лабораторных экспериментов проводилось с численными, чтобы оценить адекватность результатов, получаемых в геотехнических программных комплексах. Сопоставление изополей вертикальных перемещений показало хорошую качественную сходимость (характер изополей), но плохую количественную сходимость – осадки поверхности грунта, полученные по результатам эксперимента, получились выше в 3–6 раз. Но количественная сходимость результатов была выше при условии использования интерфейсных элементов и снижении прочности грунтов в контактной зоне в численной модели. Аналогичные результаты были получены авторами [18], когда при снижении характеристик грунтов контактной зоны сходимость численных расчетов с динамическими испытаниями на центрифуге оказывалась выше.

При экспериментальном исследовании буронабивных свай длиной 65 м А.Л. Готманом и М.Д. Гавриковым [19] было выявлено, что за счет высокой несущей способности грунта под пятой сваи кривая «нагрузка – осадка» продолжает расти без признаков возникновения предельного состояния, т. е. свая может воспринимать гораздо большие нагрузки, в то время как по боковой поверхности наблюдается исчерпание несущей способности. При этом осадка оголовка сваи, полученная экспериментальным методом, достигает значения 20 см, что превышает

предельно допустимые нормативные значения 10–15 см. По результатам численного моделирования с учетом модели Мора–Кулона и снижения прочности в контактной зоне была получена качественная и количественная сходимость графиков «нагрузка–осадка» по боковой поверхности сваи, но под нижним концом сваи кривая выходит на постоянную прямую, т. е. было достигнуто предельное состояние грунта, а осадка оголовка сваи составила 16 см, что ниже осадки, полученной по результатам экспериментальных исследований. Предложенное авторами данного исследования аналитическое решение показало высокую сходимость с численным решением: осадка оголовка сваи получилась равной 16 см. Такая высокая сходимость, вероятно, объясняется принятыми одинаковыми допущениями при решении задачи численным и аналитическим методами. Но стоит отметить, что все три метода показали хорошую сходимость только в области линейного, начального нелинейного участка деформирования и при небольших глубинах в области нелинейного деформирования. Таким образом, аналитические и численные решения имеют ограничения в области своего применения.

В целом при выполнении исследований численными методами в геотехнических программных комплексах всегда встает вопрос, связанный с моделированием контакта конструкции с грунтом, так как получаемые опытным путем коэффициенты снижения прочности (трения на контакте) могут значительно отличаться от тех, что рекомендованы в нормативной документации [20–22]. Поскольку в данном месте возникает новое НДС некоторой прослойки грунта, вовлекаемой в работу, и изменяются ее физико-механические характеристики, которые в первую очередь зависят от технологии строительства, а во вторую очередь – от относительной шероховатости контакта и влажности, что неоднократно подтверждалось отечественными и зарубежными исследованиями [23–26], то при численных расчетах, в зависимости от свойств контакта, несущая способность сваи и ее осадки могут сильно отличаться от тех значений, которые были получены при натурных испытаниях. Для более точного моделирования работы конструкций в грунте необходимо подтверждать численные результаты натурными или лабораторными испытаниями.

Таким образом, рассмотрев опыт и исследования разных авторов, можно сделать вывод, что теоретические и численные методы показывают хорошую качественную и количественную сходимость результатов оценки НДС массива грунта при взаимодействии со свайей. Но при сравнении этих результатов с экспериментальными данными наблюдается только

качественная сходимость, а количественная сходимость оказывается хуже, и особенно сильно эти различия наблюдаются в области нелинейного деформирования грунта. Однако если снижать прочность (трение) контактной зоны или учитывать возможность отрыва и проскальзывания сваи, можно получить более высокую количественную сходимость результатов. Это связано с механизмом передачи нагрузки через сваю.

Сравнительный анализ существующих аналитических решений, позволяющих дать количественную оценку НДС системы «свайный фундамент – грунтовый массив», показал, что большинство аналитических решений направлено на решение задач о взаимодействии одиночных свай или свайных фундаментов с грунтовым массивом, пренебрегая работой плиты при передаче нагрузок на основание. Связано это с тем, что использование одиночной сваи или свайного фундамента значительно упрощает расчет осадок по сравнению со свайно-плитным фундаментом, где требуется рассмотрение работы ячейки. Такой подход в проектировании приводит к увеличению длины, шага свай или их количества для восприятия нагрузок от строящегося сооружения. Однако исследования Р. Катценбаха и Ш. Леппла [27] показали, что проектирование фундамента как свайно-плитного позволяет значительно сэкономить на объемах используемых материалов и стоимости строительства, так как нагрузки на основание в данном случае передаются не только через сваю, но и через плиту.

Однако ни одно аналитическое решение не учитывает изменения свойств контактной зоны, а также возможности проскальзывания сваи по грунту, поэтому в данной работе предлагается аналитическое решение для свайно-плитного фундамента, взаимодействующего с двухслойным основанием в упругой постановке с учетом ограничения несущей способности по боковой поверхности сваи и перераспределением нагрузки между ее боковой поверхностью и пятой для возможности описания нелинейной работы грунтов. Для простоты расчета, в первом приближении, распределение касательных напряжений вдоль ствола сваи и осадок по глубине принято по линейному закону. Целью работы являются сравнительный анализ предложенного аналитического решения задачи с учетом нелинейной работы грунтов в упругой постановке с численным моделированием в упруго-пластической постановке и исследование ограничения области применения предлагаемого модифицированного аналитического решения.

Материалы и методы

Расчетная схема представляет секцию свайно-плитного фундамента заданных размеров. Рассмо-

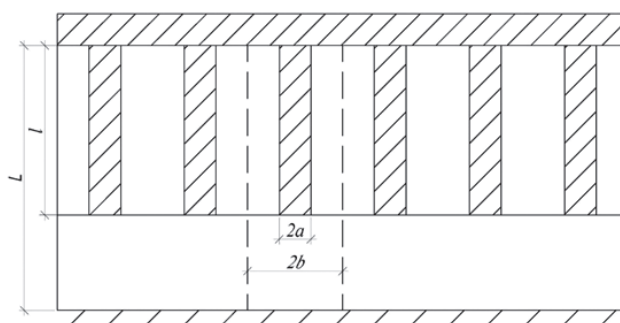


Рис. 1. Схема свайно-плитного фундамента с указанием расчетной ячейки в его составе

Fig. 1. Diagram of the pile-slab foundation with an indication of the design cell in its composition

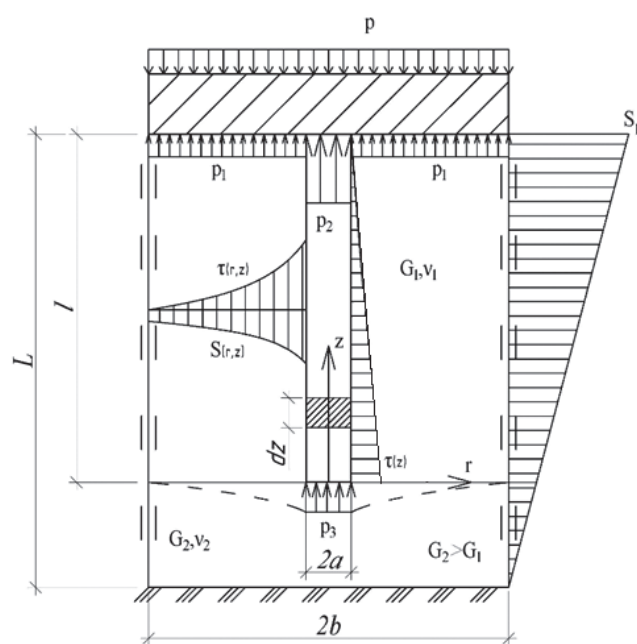


Рис. 2. Расчетная схема для определения НДС ячейки

Fig. 2. Calculation scheme to determine the SSS of the cell

трим напряженно-деформированное состояние секции, полагая, что взаимодействие между секциями отсутствует.

Для расчетов примем допущение, что проскальзывание между свайей и грунтом отсутствует. При этом предполагается, что свая является сжимаемой, а модуль упругости ростверка и сваи значительно выше жесткости грунта:

$$E_{\text{рост}} \gg E_{\text{гр}}, E_{\text{св}} \gg E_{\text{гр}}. \quad (1)$$

Под воздействием нагрузки p под ростверком, под нижним концом и в оголовке сваи возникают реактивные напряжения, а по боковой поверхности сваи – силы трения (рис. 2).

Начало координат установим в уровне пяты сваи и направим ось z вверх. Выделим в стволе сваи элементарный слой высотой dz . Нормальные напряжения σ_z в данном элементарном слое и касательные

напряжения $\tau(z)$ по боковой поверхности возникают при приложении распределенной нагрузки p (кПа) на расчетную ячейку. Запишем условие равновесия элементарного слоя сваи длиной dz в виде:

$$2\pi a \cdot \tau(z) \cdot dz = \pi a^2 \cdot d\sigma_z, \quad (2)$$

где a – радиус сваи.

Отсюда получаем:

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = \frac{2\tau(z)}{a}. \quad (3)$$

Примем линейный закон изменения касательных напряжений $\tau(z)$ по боковой поверхности сваи в зависимости от глубины в виде:

$$\tau(z) = \tau_0 \cdot (1 - z/l), \quad (4)$$

где τ_0 – максимальное касательное напряжение по боковой поверхности сваи в уровне пяты при $z=0$; l – длина сваи.

Подставив (4) в (3) и проинтегрировав выражение, получим:

$$\sigma_c(z) = \frac{2\tau_0}{a} \cdot \int (1 - z/l) dz = \frac{2\tau_0}{a} \cdot (z - \frac{z^2}{2l}) + C. \quad (5)$$

Константу C находим из граничных условий на уровне пяты сваи. При $z=0$ получим $C = \sigma_c(0)$. Окончательно получаем:

$$\sigma_c(z) = \frac{2\tau_0}{a} \cdot (z - \frac{z^2}{2l}) + \sigma_c(0). \quad (6)$$

Осадку сваи с модулем деформации E_c определим из выражения (6):

$$S_c(z) = \int \frac{\sigma_c(z)}{E_c} dz = \frac{2\tau_0}{a \cdot E_c} \cdot (\frac{z^2}{2} - \frac{z^3}{6l}) + \frac{\sigma_c(0)}{E_c} \cdot z + C_1, \quad (7)$$

где E_c – модуль упругости сваи.

Постоянную интегрирования C_1 находим из условия $z=0$. Приравняв осадку сваи к осадке круглого штампа, получим окончательное выражение для нахождения осадки сваи в зависимости от глубины z :

$$\sigma_c(0) = \frac{\pi \cdot a \cdot (1 - \nu_2)}{4G_2} \cdot K = C_1, \quad (8)$$

где ν_2 и G_2 – деформационные свойства грунта под штампом; $K \leq 1$ – коэффициент, учитывающий глубину расположения штампа.

Тогда выражение (7) с учетом уравнения (8) примет следующий вид:

$$S_c(z) = \frac{2\tau_0}{a \cdot E_c} \cdot (\frac{z^2}{2} - \frac{z^3}{6l}) + \frac{\sigma_c(0)}{E_c} \cdot z + \sigma_c(0) \cdot \frac{\pi \cdot a \cdot (1 - \nu_2)}{4G_2} \cdot K. \quad (9)$$

Из расчетной схемы следует, что граничные условия ячейки позволяют ее свободное вертикальное перемещение. Однако продавливание пятой сваи нижнего слоя обуславливает взаимное перемещение сваи и окружающего грунта. Это вызывает сдвиговые деформации грунтов вокруг сваи под действием касательных напряжений $\tau(z, r)$, меняющихся по закону:

$$\tau(r) = \tau_a \cdot \frac{(b-r)^2}{(b-a)^2}, \quad (10)$$

где b – радиус ячейки свайно-плитного фундамента; τ_a – максимальное значение касательных напряжений $\tau(r)$ при $r=a$, выражение (10) принимает вид $\tau(r=a) = \tau_a$; а при $r=b$ выражение (10) принимает вид $\tau(r=b) = 0$.

Сдвиговую деформацию элементарного слоя грунта толщиной dz вокруг сваи можно определить по следующей зависимости:

$$\gamma(r) = -\frac{dS(r)}{dr} = -\frac{\tau(r)}{G_1}, \quad (11)$$

где S и G_1 – осадка и модуль сдвига окружающего грунта соответственно.

Подставив $\tau(r)$ из (10) в (11), получим:

$$S(r) = \int \frac{\tau_a}{G_1} \cdot \frac{(b-r)^2}{(b-a)^2} dr = \tau_a \cdot \frac{(b-r)^3}{3G_1 \cdot (b-a)^2} + C_2. \quad (12)$$

Константу C_2 найдем при $r=b$, полагая, что закон изменения осадок на границе ячейки по глубине $S_p(b, z)$ меняется по линейному закону:

$$S_p(b, z) = \frac{S_p(z+L-l)}{L}, \quad (13)$$

где L – длина ячейки свайно-плитного фундамента.

Осадка столба грунта высотой L от действия распределенной нагрузки σ_r под ростверком:

$$S_p = \sigma_r \cdot \frac{\beta}{E} \cdot L, \quad (14)$$

где σ_r – нормальные напряжения, возникающие под плитой ростверка; β – коэффициент, принимаемый равным 0,8 для всех грунтов; E – средневзвешенный модуль деформации слоев с модулями E_1 и E_2 , определяемый по формуле:

$$E = \frac{L}{l/E_1 + (L-l)/E_2}, \quad (15)$$

где E_1 и E_2 – модули деформации 1-го и 2-го слоев грунта соответственно.

Тогда максимальная осадка оголовка сваи равна:

$$S_c(z) = \frac{\tau_a(z) \cdot (b-a)}{3G_1} + \frac{S_p(z+L-l)}{L}, \quad (16)$$

Суммируя вышеизложенное, в рассматриваемой задаче есть четыре неизвестные компоненты НДС: σ_r , $\sigma_r(l)$, $\sigma_c(0)$ и τ_0 . Для их определения составим систему из четырех уравнений равновесия.

1. Условие равновесия ячейки:

$$\pi b^2 p = \pi a^2 \cdot \sigma_c(l) + \pi (b^2 - a^2) \cdot \sigma_r, \quad (17)$$

где p – приложенная нагрузка на ячейку.

2. Условие равновесия сваи:

$$\pi a^2 \cdot \sigma_c(l) = \pi a^2 \cdot \sigma_c(0) + 2\pi a \int_0^l \tau(z) dz. \quad (18)$$

При условии линейного закона изменения касательных напряжений $\tau(z)$ по боковой поверхности сваи в зависимости от глубины и после интегрирования получаем:

$$\pi a^2 \cdot \sigma_c(l) = \pi a^2 \cdot \sigma_c(0) + 2\pi a \cdot \tau_0 \cdot (z - \frac{z^2}{2l}) \Big|_0^l; \quad (19)$$

$$\pi a^2 \cdot \sigma_c(l) = \pi a^2 \cdot \sigma_c(0) + \pi a \cdot \tau_0 \cdot l. \quad (20)$$

3. Условие равенства осадок грунта (16) и сваи (9) на уровне пяты сваи при $z=0$:

$$\tau_a(0) \cdot \frac{(b-a)}{3G_1} + \frac{S_p(z+L-l)}{L} = \sigma_c(0) \cdot \frac{\pi a(1-\nu_2)}{4G_2} \cdot K; \quad (21)$$

$$\tau_0 \cdot \frac{(b-a)}{3G_1} + \sigma_r \cdot \frac{\beta}{E_2} \cdot (L-l) \cdot \frac{(L-l)}{L} = \sigma_c(0) \cdot \frac{\pi a(1-\nu_2)}{4G_2} \cdot K. \quad (22)$$

4. Условие равенства осадок грунта (16) и сваи (9) в уровне оголовка сваи при $z=l$:

$$\begin{aligned} \frac{2\tau_0}{aE_c} \cdot \left(\frac{z^2}{2} - \frac{z^3}{6l} \right) + \frac{\sigma_c(0)}{E_c} \cdot z + \sigma_c(0) \cdot \frac{\pi a(1-\nu_2)}{4G_2} \cdot K = \\ = \frac{\tau_a(z) \cdot (b-a)}{3G_1} + \sigma_r \cdot \frac{\beta}{E} \cdot L \cdot \left(\frac{l+L-l}{L} \right); \end{aligned}$$

$$\frac{2\tau_0 l^2}{3aE_c} + \frac{\sigma_c(0) \cdot l}{E_c} + \sigma_c(0) \cdot \frac{\pi a(1-\nu_2)}{4G_2} \cdot K = \sigma_r \cdot \frac{\beta}{E} \cdot L. \quad (23)$$

Полученные выше четыре уравнения равновесия, объединенные в систему уравнений, позволяют найти неизвестные компоненты НДС:

$$\begin{cases} \pi b^2 p = \pi a^2 \cdot \sigma_c(l) + \pi(b^2 - a^2) \cdot \sigma_r \\ \pi a^2 \cdot \sigma_c(l) = \pi a^2 \cdot \sigma_c(0) + \pi a \cdot \tau_0 \cdot l \\ \tau_0 \cdot \frac{(b-a)}{3G_1} + \sigma_r \cdot \frac{\beta}{E_2} \cdot (L-l) \cdot \frac{(L-l)}{L} = \sigma_c(0) \cdot \frac{\pi a(1-\nu_2)}{4G_2} \cdot K \\ \frac{2\tau_0 l^2}{3aE_c} + \frac{\sigma_c(0) \cdot l}{E_c} + \sigma_c(0) \cdot \frac{\pi a(1-\nu_2)}{4G_2} \cdot K = \sigma_r \cdot \frac{\beta}{E} \cdot L. \end{cases} \quad (24)$$

Осадку свайно-плитного фундамента определяли по формуле как сумму осадок грунта под плитой, осадки за счет сжатия ствола сваи и осадок грунта под пятой сваи:

$$S = \frac{p \cdot \beta_g \cdot L}{E} \left(1 - \frac{l}{L} \right) + \frac{(\sigma_c(l) - \sigma_c(0)) \cdot \beta_c \cdot l}{E_c} + \sigma_c(0) \cdot \frac{\pi a(1-\nu_2)}{4G_2} \cdot K, \quad (25)$$

где β_g – коэффициент невозможности бокового расширения грунта; β_c – коэффициент невозможности бокового расширения материала сваи.

Для учета исчерпания несущей способности по боковой поверхности сваи и передачи дальнейшей нагрузки на ее пяту используем графоаналитический метод. Для этого необходимо определить предельное значение касательного напряжения τ_{max} , достигающего своего максимального значения в уровне пяты сваи. Для его определения можно использовать широко известный закон Кулона:

$$\tau_{max} = \sigma_x \tan \varphi + c, \quad (26)$$

где φ, c – прочностные характеристики грунта; σ_x – горизонтальное напряжение грунта в рассматриваемом уровне, действующее перпендикулярно касательному напряжению и определяемое по формуле:

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z \cdot \xi, \quad (27)$$

где ξ – коэффициент бокового давления грунта, определяемый по формуле:

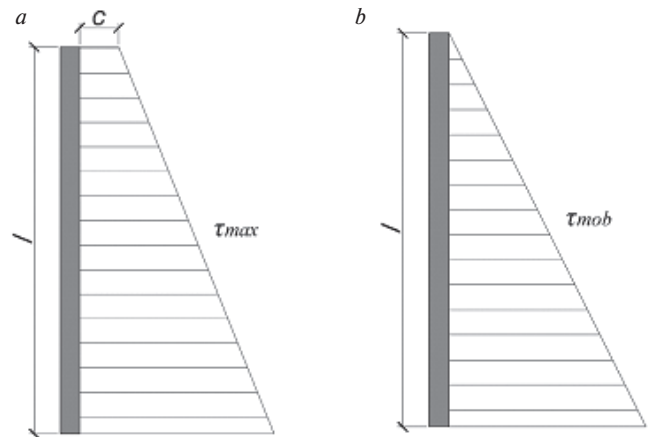


Рис. 3. Эпюры касательных напряжений по боковой поверхности сваи: а – при заданных прочностных характеристиках грунта; б – при решении системы уравнений равновесия (24)

Fig. 3. Shear stress diagrams on the lateral surface of the pile: а – with the given strength properties of the soil; б – obtained by solving the system of equations of equilibrium (24)

$$\xi = \frac{\nu}{1-\nu}, \quad (28)$$

где ν – коэффициент Пуассона.

Когда действующее (мобилизованное) значение касательного напряжения τ_{mob} , полученное на основании решения системы уравнения (24), достигнет предельного значения, равного τ_{max} , дальнейшее увеличение нагрузки будет восприниматься грунтом под пятой сваи. Таким образом, осадка в уравнении (25) будет расти за счет сжатия грунта под острием сваи. На рис. 3 представлены эпюры предельного и мобилизованного касательных напряжений. Когда τ_{mob} достигнет значения τ_{max} , несущая способность по боковой поверхности сваи будет исчерпана.

Результаты

Для количественной оценки полученных аналитических уравнений НДС ячейки и сравнительного анализа полученных результатов с результатами численного моделирования для определения точности предлагаемого аналитического решения численное решение выполнено в геотехническом программном комплексе Plaxis 2D в плоской постановке. Для точного решения задачи были приняты следующие исходные данные:

1. Геометрические характеристики ячейки: $a=0,5$ м; $b=2,5$ м; $L=40$ м; $I=30$ м.
2. Свойства материала сваи: $E_c=30000$ МПа; $\beta_c=0,8$.
3. Свойства грунтов: $E_1=12,5$ МПа; $\nu_1=0,35$; $E_2=70$ МПа; $\nu_2=0,25$; $\beta_g=0,8$.
4. Коэффициент, учитывающий глубину расположения штампа $K=0,7$.
5. Нагрузка $p=0-400$ кПа.

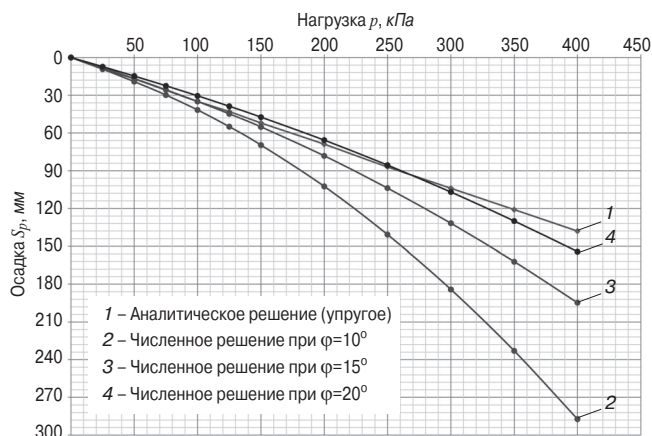


Рис. 4. Графики зависимости осадки от нагрузки, полученные аналитическим и численным методами

Fig. 4. Graphs of the dependence of settlement on load, obtained by analytical and numerical methods

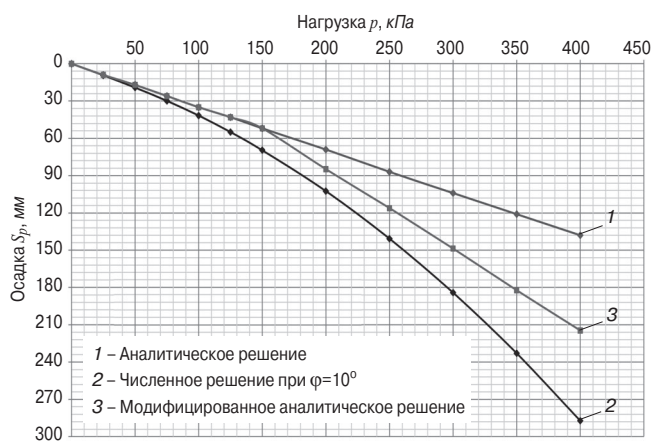


Рис. 5. Графики зависимости осадки от нагрузки, полученные аналитическим методом без и с учетом ограничения несущей способности по боковой поверхности сваи и численным методом при $\varphi=10^\circ$

Fig. 5. Graphs of the dependence of settlement on load, obtained by the analytical method without and taking into account the limitation of the bearing capacity along the lateral surface of the pile and by the numerical method at $\varphi=10^\circ$

Средневзвешенный модуль грунта E :

$$E = \frac{40}{\frac{30}{12,5} + \frac{40-30}{70}} = 26,88 \text{ МПа.}$$

Модуль сдвига 1-го слоя грунта G_1 :

$$G_1 = \frac{E_1}{2 \cdot (1 + \nu_1)} = \frac{12500}{2 \cdot (1 + 0,35)} = 4630 \text{ кПа.}$$

Модуль сдвига 2-го слоя грунта G_2 :

$$G_2 = \frac{E_2}{2 \cdot (1 + \nu_2)} = \frac{70000}{2 \cdot (1 + 0,25)} = 28000 \text{ кПа.}$$

Решение системы уравнений равновесия (24) и уравнения для вычисления осадки свайно-плитного фундамента (25) выполнено с помощью программного комплекса *MathCAD*.

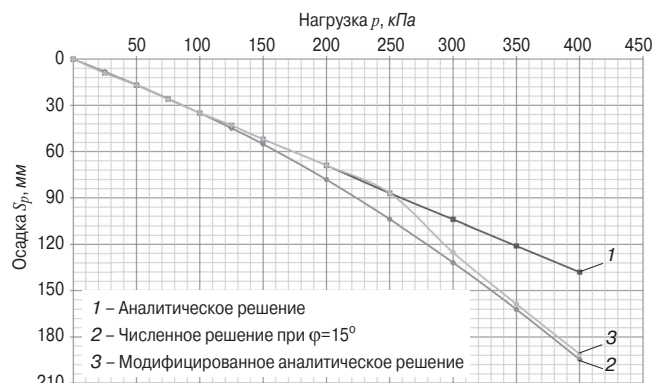


Рис. 6. Графики зависимости осадки от нагрузки, полученные аналитическим методом без и с учетом ограничения несущей способности по боковой поверхности сваи и численным методом при $\varphi=15^\circ$

Fig. 6. Graphs of the dependence of settlement on load, obtained by the analytical method without and taking into account the limitation of the bearing capacity along the side surface of the pile and by the numerical method at $\varphi=15^\circ$

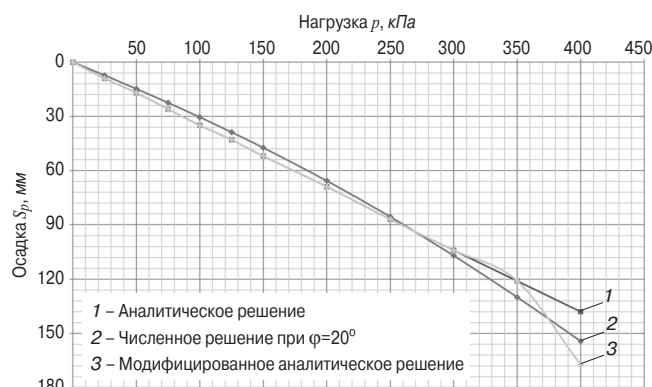


Рис. 7. Графики зависимости осадки от нагрузки, полученные аналитическим методом без и с учетом ограничения несущей способности по боковой поверхности сваи и численным методом при $\varphi=20^\circ$

Fig. 7. Graphs of the dependence of settlement on load, obtained by the analytical method without and taking into account the limitation of the bearing capacity along the side surface of the pile and by the numerical method at $\varphi=20^\circ$

Численное решение в плоской постановке осесимметричной задачи выполнено в геотехническом программном комплексе *Plaxis 2D* для определения точности предлагаемого аналитического решения с учетом ограничения несущей способности по боковой поверхности сваи. Для описания поведения грунтов использовалась модель Мора–Кулона. При численном решении рассматривалось несколько вариантов задач с разными прочностными свойствами грунтов: при $\varphi=10^\circ$, $\varphi=15^\circ$, $\varphi=20^\circ$.

Для ограничения несущей способности по боковой поверхности сваи и перераспределения нагрузки на пяту была определена нагрузка p , при которой τ_{mob} из уравнения (1) достигает предельного значения τ_{max} , определяемое по закону:

– при $\varphi=10^\circ$:

$$\tau_{max,1} = 540 \cdot \frac{0,35}{1-0,35} \cdot \tan 10 + 1 = 52,3 \text{ кПа};$$

– при $\varphi=15^\circ$:

$$\tau_{max,2} = 540 \cdot \frac{0,35}{1-0,35} \cdot \tan 15 + 1 = 78,9 \text{ кПа};$$

– при $\varphi=20^\circ$:

$$\tau_{max,3} = 540 \cdot \frac{0,35}{1-0,35} \cdot \tan 20 + 1 = 106,8 \text{ кПа}.$$

Соответственно, максимальные значения нагрузки p , воспринимаемые боковой поверхностью сваи, равны 177, 267 и 361 кПа. Прикладываемая к свайно-плитному фундаменту нагрузка, превышающая эти значения, переносилась на пятую сваю, тем самым ограничивался рост касательных напряжений по боковой поверхности сваи, предполагая, что на данном участке было достигнуто состояние предельного равновесия грунта.

По результатам выполненных аналитических и численных решений были построены графики зависимости осадки от нагрузки, представленные на рис. 4. Как видно из графиков, на сходимость аналитического решения с численным решением значительное влияние оказывает прочность грунта. При $\varphi=10^\circ$ сходимость наблюдается в диапазоне нагрузок 0–100 кПа, при этом график, полученный при численном моделировании, имеет ярко выраженную нелинейность. При $\varphi=15^\circ$ сходимость аналитического и численного решений выше и достигается в пределах от 0–200 кПа. При этом численное решение дает линейное деформирование при нагрузках до 125 кПа, что практически точно совпадает с аналитическим решением. При $\varphi=20^\circ$ сходимость наблюдается в диапазоне нагрузок 0–350 кПа, график зависимости осадки от нагрузки, полученный при численном моделировании, имеет линейный участок при нагрузке до 200 кПа, а далее наблюдается работа в области нелинейного деформирования грунта. Таким образом, аналитическое решение задачи об осадке свайно-плитного фундамента (25) в упругой постановке дает хорошую качественную и количественную сходимость результатов в некотором диапазоне нагрузок в зависимости от прочности грунта. Чем ниже его прочность, тем меньше сходимость, чем выше прочность, тем лучше сходятся решения. Однако стоит отметить, что дальнейшее увеличение угла внутреннего трения приведет к тому, что осадки на начальном участке будут гораздо меньше, чем при аналитическом решении, что не даст хорошей сходимости даже при небольших значениях нагрузок.

При решении задачи аналитическим методом с учетом ограничения несущей способности по боковой поверхности сваи и перераспределения нагрузки на пятую сваю были построены графики зависимости

осадки от нагрузки при различных значениях угла внутреннего трения. На рис. 5 представлены результаты при $\varphi=10^\circ$. Модифицированное аналитическое решение в упругой постановке не дает хорошей сходимости с численным решением, которое показывает сильную нелинейность. Поскольку грунты под пятой сваи имеют низкие прочностные характеристики, это может говорить о возможном исчерпании их несущей способности, что не учитывается в модифицированном аналитическом решении. Для слабых грунтов следует учесть возможность исчерпания несущей способности сваи не только по боковой поверхности, но и под пятой, что позволит увеличить сходимость с численным решением.

На рис. 6 представлены результаты при $\varphi=15^\circ$. Предлагаемый способ учета нелинейности в упругой постановке аналитическим методом показывает высокую количественную и качественную сходимость с численным решением в области нелинейного деформирования. При этом на графике видно, что предлагаемый в данной работе метод расчета осадок отражает нелинейную работу грунта.

На рис. 7 показаны графики зависимости осадки от нагрузки при $\varphi=20^\circ$. Модифицированное аналитическое решение в упругой постановке, ограничивающее несущую способность по боковой поверхности сваи и учитывающее перераспределение нагрузок на пятую сваю, показывает низкую сходимость с численным решением из-за сильно выраженной нелинейности графика, полученного аналитическим методом. Численное решение имеет более пологий график, больше соответствующий линейному деформированию грунта, так как с увеличением прочности процесс пластического течения грунта наступает медленнее.

Обсуждения и выводы

1. Аналитические методы решения отличаются простотой и скоростью вычислений только в упругой постановке. Применение моделей, учитывающих пластичность и вязкость грунтов, делает процесс вычисления более трудоемким. Кроме того, при учете только упругих свойств не происходит исчерпания несущей способности грунта, что не соответствует действительности, поэтому такие решения допустимы только на начальном участке нагружения в области линейного деформирования грунта.

2. В работе предложено аналитическое решение задачи о взаимодействии свайно-плитного фундамента с двухслойным упругим грунтовым основанием с учетом линейного закона распределения касательных напряжений вдоль ствола сваи и осадок по глубине. Нелинейное поведение грунтов в упругой постановке было учтено путем ограничения несущей способности сваи по боковой поверхности и перерас-

пределения нагрузки на пяту сваи. Такой механизм в целом соответствует механизму передачи нагрузки через свайный фундамент на грунт.

3. Сравнение графиков зависимости осадки от нагрузки, полученных аналитическим методом в упругой постановке и численным методом в упруго-пластической постановке, показывает, что на качественную и количественную сходимость результатов оказывают влияние параметры прочности грунта. Сходимость решений и выраженная нелинейность прямо пропорциональны величине предельного касательного напряжения.

4. Решение задачи модифицированным аналитическим методом с учетом ограничения несущей способности по боковой поверхности сваи и перераспределения нагрузки на пяту показало плохую сходимость с численным решением при $\varphi=10^\circ$ из-за возможного исчерпания несущей способности грунта под пятой сваи, что не учитывается в модифицированном

аналитическом решении. Высокая качественная и количественная сходимость результатов была получена при $\varphi=15^\circ$, как в области линейного, так и в области нелинейного деформирования грунтов на всем рассматриваемом диапазоне нагрузок 0–400 кПа. При $\varphi=20^\circ$ предложенный метод дает сильную нелинейность в отличие от численного решения, что ограничивает применение данного метода в более прочных грунтах и требует его уточнения.

5. Для дальнейшего исследования увеличения диапазона применимости модифицированного аналитического решения к грунтам разной прочности следует ввести ограничение несущей способности под пятой сваи, рассмотреть нелинейное распределение касательных напряжений вдоль ствола сваи, а также рассмотреть поэтапное исчерпание несущей способности грунтов по боковой поверхности с передачей нагрузки на участки, где не достигнут предел прочности грунта.

Список литературы

1. Тер-Мартirosян З.Г., Нгуен Занг Нам. Взаимодействие свай большой длины с неоднородным массивом с учетом нелинейных и реологических свойств грунтов // *Вестник МГСУ*. 2008. № 2. С. 3–14.
2. Тер-Мартirosян З.Г., Сидоров В.В., Струнин П.В. Расчет напряженно-деформированного состояния одиночной сжимаемой барреты и сваи при взаимодействии с массивом грунта // *Жилищное строительство*. 2013. № 9. С. 18–21.
3. Тер-Мартirosян З.Г., Сидоров В.В., Струнин П.В. Теоретические основы расчета фундаментов глубокого заложения – свай и баррет // *Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура*. 2014. № 2. С. 190–206.
4. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Акулецкий А.С. Напряженно-деформированное состояние слабых и насыпных грунтов, армированных железобетонными и грунтовыми сваями соответственно // *Вестник МГСУ*. 2021. Т. 16. № 9. С. 1182–1190. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.9.1182-1190
5. Тер-Мартirosян З.Г., Акулецкий А.С. Взаимодействие свай большой длины с окружающим многослойным и подстилающим грунтами // *Вестник МГСУ*. 2021. Т. 16. № 2. С. 168–175. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.168-175
6. Тер-Мартirosян З.Г., Буслов А.С., Тер-Мартirosян А.З., Сидоров В.В. Взаимодействие свай с двухслойным основанием с учетом нелинейных свойств грунтов // *Естественные и технические науки*. 2014. № 11–12.

References

1. Ter-Martirosyan Z.G., Nguyen Zang Nam. Interaction of piles of large length with a heterogeneous array, taking into account the nonlinear and rheological properties of soils. *Vestnik MGSU*. 2008. No. 2, pp. 3–14. (In Russian).
2. Ter-Martirosyan Z.G., Sidorov V.V., Strunin P.V. Calculation of the stress-strain state of a single compressible barrete and pile when interacting with a soil mass. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2013. No. 9, pp. 18–21. (In Russian).
3. Ter-Martirosyan Z.G., Sidorov V.V., Strunin P.V. Theoretical foundations for calculating deep foundations – piles and barrett. *Bulletin of PNRPU. Construction and architecture*. 2014. No. 2, pp. 190–206. (In Russian).
4. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Akuletsky A.S. Stress-strain state of weak and bulk soils reinforced with reinforced concrete and soil piles, respectively. *Vestnik MGSU*. 2021. Vol. 16. No. 9, pp. 1182–1190. (In Russian). DOI: 10.22227/1997-0935.2021.9.1182-1190
5. Ter-Martirosyan Z.G., Akuletsky A.S. Interaction of a pile of great length with the surrounding multi-layer and underlying soils. *Vestnik MGSU*. 2021. Vol. 16. No. 2, pp. 168–175. (In Russian). DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.168-175
6. Ter-Martirosyan Z.G., Buslov A.S., Ter-Martirosyan A.Z., Sidorov V.V. Interaction of a pile with a two-layer base, taking into account the nonlinear properties of soils. *Estestvennye i tekhnicheskie nauki*. 2014. No. 11–12. (In Russian).

7. Тер-Мартirosян З.Г., Струнин П.В., Чинь Туан Вьет. Сжимаемость материала сваи при определении осадки в свайном фундаменте // *Жилищное строительство*. 2012. № 10. С. 13–15.
8. Мирсаляпов И.Т., Гараев А.И. Особенности расчета напряженно-деформированного состояния плитно-свайных фундаментов при режимных циклических и циклических нагружениях // *Известия КГАСУ*. 2022. № 1. С. 6–18. DOI: 10.52409/20731523_2022_1_6
9. Шакиров М.И. Деформации грунтовых оснований плитно-свайных фундаментов при циклическом нагружении // *Известия КГАСУ*. 2022. № 1. С. 19–28. DOI: 10.52409/20731523_2022_1_19
10. Тер-Мартirosян З.Г., Акулецкий А.С. Взаимодействие сваи большой длины с многослойным массивом грунта с учетом упругих и реологических свойств и упрочнения // *Вестник МГСУ*. 2021. Т. 16. № 5. С. 608–614. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.5.608-614
11. Ter-Martirosyan A.Z., Ter-Martirosyan Z.G., Sidorov V.V. Numerical simulation of the structures bases stress-strain state taking into account the time factor // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Vol. 456, 012094. DOI: 10.1088/1757-899X/456/1/012094
12. Тер-Мартirosян З.Г., Сидоров В.В., Тер-Мартirosян К.З. Ползучесть и длительная несущая способность длинной сваи, погруженной в массив из глинистого грунта // *Вестник МГСУ*. 2013. № 1. С. 109–115.
13. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Ермошина Л.Ю. Осадка и длительная несущая способность сваи с учетом реологических свойств грунтов // *Construction and Geotechnics*. 2022. Т. 13. No. 1. С. 5–15. DOI: 10.15593/2224-9826/2022.1.01
14. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Манукян А.В., Анжело Г.О. Взаимодействие свай дрена с окружающим уплотненным глинистым грунтом и ростверком с учетом фактора времени // *Жилищное строительство*. 2017. № 11. С. 26–29.
15. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Анжело Г.О. Взаимодействие нефилтующей щебеночной сваи (колонны) с окружающим консолидирующим грунтом и ростверком в составе свайно-плитного фундамента // *Жилищное строительство*. 2019. № 4. С. 19–23. DOI: 10.31659/0044-4472-2019-4-19-23
16. Тер-Мартirosян З.Г., Тер-Мартirosян А.З., Анжело Г.О. Взаимодействие щебеночной фильтрующей сваи с окружающим водонасыщенным глинистым грунтом и ростверком в составе свайно-плитного фундамента // *Геотехника*. 2019.
7. Ter-Martirosyan Z.G., Strunin P.V., Chinh Thuan Viet. Compressibility of the pile material in determining the settlement in the pile foundation. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2012. No. 10, pp. 13–15. (In Russian).
8. Mirsayapov I.T., Garaev A.I. Features of the calculation of the stress-strain state of slab-pile foundations under regime cyclic and cyclic loading. *Izvestiya KGASU*. 2022. No. 1, pp. 6–18. (In Russian). DOI: 10.52409/20731523_2022_1_6
9. Shakirov M.I. Deformations of soil foundations of slab-pile foundations under cyclic loading. *Izvestiya KGASU*. 2022. No. 1, pp. 19–28. (In Russian). DOI: 10.52409/20731523_2022_1_19
10. Ter-Martirosyan Z.G., Akuletsky A.S. Interaction of a pile of large length with a multilayer soil mass, taking into account the elastic and rheological properties and hardening. *Vestnik MGSU*. 2021. Vol. 16. No. 5, pp. 608–614. (In Russian). DOI: 10.22227/1997-0935.2021.5.608-614
11. Ter-Martirosyan A.Z., Ter-Martirosyan Z.G., Sidorov V.V. Numerical simulation of the structures bases stress-strain state taking into account the time factor // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Vol. 456. 012094. DOI: 10.1088/1757-899X/456/1/012094.
12. Ter-Martirosyan Z.G., Sidorov V.V., Ter-Martirosyan K.Z. Creep and long-term bearing capacity of a long pile immersed in an array of clay soil. *Vestnik MGSU*. 2013. No. 1, pp. 109–115. (In Russian).
13. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Ermoshina L.Yu. Settlement and long-term bearing capacity of piles taking into account the rheological properties of soils. *Construction and Geotechnics*. 2022. Vol. 13. No. 1, pp. 5–15. (In Russian). DOI: 10.15593/2224-9826/2022.1.01
14. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Manukyan A.V., Angelo G.O. Interaction of a pile-drain with the surrounding compacted clay soil and grillage, taking into account the time factor. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 11, pp. 26–29. (In Russian).
15. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Angelo G.O. Interaction of a non-filtering crushed stone pile (column) with the surrounding consolidating soil and grillage as part of a pile-slab foundation. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2019. No. 4, pp. 19–23. (In Russian). DOI: 10.31659/0044-4472-2019-4-19-23
16. Ter-Martirosyan Z.G., Ter-Martirosyan A.Z., Angelo G.O. Interaction of a crushed stone filter pile with the surrounding water-saturated clay soil and grillage as part of a pile-slab foundation. *Geotech-*

- Т. 11. № 1. С. 36–43. DOI: 10.25296/2221-5514-2019-11-1-36-43.
17. Степанищев К.Ю., Сидоров В.В. Экспериментальные и численные исследования напряженно-деформированного состояния однородного грунтового массива при взаимодействии с одиночной барретой // *Геотехника*. 2017. № 2. С. 50–55.
18. Sun Yong Kwon, Mintaek Yoo. Evaluation of dynamic soil-pile-structure interactive behavior in dry sand by 3D numerical simulation // *Applied Sciences*. 2019. Vol. 9. Article number 2612. DOI: 10.3390/app9132612.
19. Готман А.Л., Гавриков М.Д. Исследование особенностей работы вертикально нагруженных длинномерных буронабивных свай и их расчет // *Construction and Geotechnics*. 2021. Т. 12. № 3. С. 72–83. DOI: 10.15593/2224-9826/2021.3.08.
20. Шеменков Ю.М., Глазачев А.О. Расчет буронабивных свай в глинистых грунтах по данным статического зондирования // *Жилищное строительство*. 2012. № 9. С. 58–59.
21. Исаев О.Н., Шарафутдинов Р.Ф. Исследования сопротивления грунта сдвигу по контактной поверхности конструкций // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. 2020. № 2. С. 23–30.
22. Васенин В.А. Численное моделирование испытаний буронабивных свай и баретты для строительства высотного здания в Санкт-Петербурге // *Геотехника*. 2010. № 5. С. 38–47.
23. Eid H.T., Amarasinghe R., Rabie K.H, Wijewickreme D. Residual shear strength of fine-grained soils and soil-solid interfaces at low effective normal stresses // *Canadian Geotechnical Journal*. 2015. Vol. 52. No. 2, pp. 198–210. DOI: 10.1139/cgj-2014-0019.
24. Mohammadi A., Ebadi T., Eslami A. Shear strength behavior of crude oil contaminated sand-concrete interface // *Geomechanics and Engineering*. 2017. Vol. 12. No. 2, pp. 211–221. DOI: 10.12989/GAE.2017.12.2.211.
25. Тер-Мартirosян А.З., Сидоров В.В., Алмакаева А.С. Особенности и сложности определения прочности на контакте грунтового и конструкционного материалов // *Геотехника*. 2019. Т. 11. № 4. С. 30–40. DOI: 10.25296/2221-5514-2019-11-4-30-40.
26. Шулятьев О.А., Дзагов А.М., Минаков Д.К. Изменение напряженно-деформированного массива грунта в результате устройства буронабивных свай и баретт // *Вестник «НИЦ «Строительство»*. 2022. Т. 34. № 3. С. 26–44. DOI: 10.37538/2224-9494-2022-3(34)-26-44.
27. Катценбах Р., Леппла Ш. Опыт оптимизации стоимости фундаментов высотных зданий // *Жилищное строительство*. 2010. № 5. С. 7–13.
- nics*. 2019. Vol. 11. No. 1, pp. 36–43. (In Russian). DOI: 10.25296/2221-5514-2019-11-1-36-43
17. Stepanischev K.Yu., Sidorov V.V. Experimental and numerical studies of the stress-strain state of a homogeneous soil massif interacting with a single barrett. *Geotechnical*. 2017. No. 2, pp. 50–55. (In Russian).
18. Sun Yong Kwon, Mintaek Yoo. Evaluation of dynamic soil-pile-structure interactive behavior in dry sand by 3D numerical simulation. *Applied Sciences*. 2019. Vol. 9. Article number 2612. DOI: 10.3390/app9132612
19. Gotman A.L., Gavrikov M.D. Investigation of the operation features of vertically loaded long bored piles and their calculation. *Construction and Geotechnics*. 2021. Vol. 12. No. 3, pp. 72–83. (In Russian). DOI: 10.15593/2224-9826/2021.3.08
20. Shemenkov Yu.M., Glazachev A.O. Calculation of bored piles in clay soils according to static sounding data. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2012. No. 9, pp. 58–59. (In Russian).
21. Isaev O.N., Sharafutdinov R.F. Studies of soil resistance to shear along the contact surface of structures. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2020. No. 2, pp. 23–30. (In Russian).
22. Vasenin V.A. Numerical modeling of tests of bored piles and barrettes for the construction of a high-rise building in St. Petersburg. *Geotechnics*. 2010. No. 5, pp. 38–47. (In Russian).
23. Eid H.T., Amarasinghe R., Rabie K.H, Wijewickreme D. Residual shear strength of fine-grained soils and soil-solid interfaces at low effective normal stresses. *Canadian Geotechnical Journal*. 2015. Vol. 52. No. 2, pp. 198–210. DOI: 10.1139/cgj-2014-0019
24. Mohammadi A., Ebadi T., Eslami A. Shear strength behavior of crude oil contaminated sand-concrete interface. *Geomechanics and Engineering*. 2017. Vol. 12. No. 2, pp. 211–221. DOI: 10.12989/GAE.2017.12.2.211
25. Ter-Martirosyan A.Z., Sidorov V.V., Almakaeva A.S. Peculiarities and difficulties in determining the contact strength of soil and structural materials. *Geotechnics*. 2019. Vol. 11. No. 4, pp. 30–40. (In Russian). DOI: 10.25296/2221-5514-2019-11-4-30-40
26. Shulyatiev O.A., Dzagov A.M., Minakov D.K. Changes in the stress-strained soil mass as a result of the installation of bored piles and barrettes. *Bulletin of the Research Center "Construction"*. 2022. Vol. 34. No. 3, pp. 26–44. DOI: 10.37538/2224-9494-2022-3(34)-26-44
27. Katzenbakh R., Leppla Sh. Experience in optimizing the cost of high-rise building foundations. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2010. No. 5, pp. 7–13. (In Russian).

УДК 728.03

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-86-101>

А.Г. ШАШКИН, д-р геол.-минер. наук (9563513@gmail.com),
В.А. ШАШКИН, канд. техн. наук (yashashkin@pi-georeconstruction.ru)
Институт «Георекострукция» (190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр., 4)

Регламентация градостроительной деятельности в Санкт-Петербурге в XVIII–XIX вв. и ее технические следствия

Рассмотрены технические аспекты истории градостроительного развития Санкт-Петербурга, позволяющие составить общее представление об особенностях и закономерностях исторической застройки, необходимое для оценки состояния и деформационного поведения жилых зданий, возведенных в XVIII–XIX вв. На основании работ известных исследователей формирования исторического центра Северной столицы продемонстрировано, что планировка кварталов городской среды, застройка отдельных домовладений подчинялась строгой регламентации в части компоновки, габаритов зданий в плане и по высоте, что обусловило возникновение строений с определенными соотношениями длины фасада к высоте и ширине в поперечном сечении. Для застройки столицы Российской империи и других исторических городов применялись «образцовые» проекты, альбомы «примерных» фасадов, которыми следовало руководствоваться при строительстве; рекомендовалось типовое разделение кварталов на отдельные участки. Периметральная («брандмауэрная») застройка участков привела к формированию характерного типа здания с двухпролетным лицевым строением по красной линии улицы и преимущественно однопролетными дворовыми корпусами, образующими замкнутые дворы. При этом лицевые строения благодаря наличию системы продольных и поперечных стен оказывались обладающими существенно большей пространственной жесткостью, чем дворовые. Показано, что городской застройке столицы было свойственно постепенное увеличение этажности и уплотнение застройки участков, что обуславливало взаимное влияние корпусов более поздней постройки на ранее возведенные.

Ключевые слова: историческая застройка, образцовые проекты, регламентация застройки, влияние застройки, красная линия улицы, периметральная застройка, увеличение этажности, последовательное уплотнение застройки.

Для цитирования: Шашкин А.Г., Шашкин В.А. Регламентация градостроительной деятельности в Санкт-Петербурге в XVIII–XIX вв. и ее технические следствия // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 86–101. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-86-101>

A.G. SHASHKIN, Doctor of Sciences (Geology and Mineralogy) (9563513@gmail.com),
V.A. SHASHKIN, Candidate of Sciences (Engineering) (yashashkin@pi-georeconstruction.ru)
Institute "Georeconstruction" (4, Izmaylovskiy pr. Saint-Petersburg, 190005. Russian Federation)

Reglamentation of Urban Planning Activities in St. Petersburg in the 18th – 19th Centuries and its Technical Consequences

The technical aspects of the history of the urban development of St. Petersburg are considered, which make it possible to form a general idea of the features and patterns of historical development, which is necessary for assessing the state and deformation behavior of residential buildings erected in the 18th - 19th centuries. On the basis of the works of well-known researchers of the formation of the historical center of the Northern capital, it is demonstrated that the planning of the quarters of the urban environment, the development of individual households was subject to strict regulation in terms of layout, building dimensions in terms of plan and height, which led to the emergence of buildings with certain ratios of facade length to height and width in cross section. For the construction of the capital of the Russian Empire and other historical cities, "exemplary" projects, albums of "exemplary" facades were used, which should have been guided during construction, and a typical division of quarters into separate sections was recommended. Perimeter ("firewall") development of plots led to the formation of a characteristic type of building with a two-span front structure along the red line of the street and predominantly single-span courtyard buildings forming closed courtyards. At the same time, the front structures, due to the presence of a system of longitudinal and transverse walls, turned out to have significantly greater spatial rigidity than the courtyard ones. It is shown that the urban development of the capital was characterized by a gradual increase in the number of storeys and compaction of building sites, which led to the mutual influence of buildings of a later construction on the previously erected ones.

Keywords: historical development, exemplary projects, development reglamentation, development influence, street redline, perimeter development, increase in number of storeys, consistent development compaction.

For citation: Shashkin A.G., Shashkin V.A. Reglamentation of urban planning activities in St. Petersburg in the 18th – 19th centuries and its technical consequences. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2023. No. 9, pp. 86–101. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-86-101>

Статья написана гражданскими инженерами, специалистами в области геотехники и совместных расчетов сооружений и оснований, не претендующими на звание исследователей в области истории застройки исторических городов. Сведения о формировании градостроительного генетического кода Санкт-Петербурга (применяя терминологию С.В. Семенцова) помогают понять общие механизмы механического поведения исторических зданий во взаимодействии с основанием.

Для выявления закономерности развития деформаций исторической застройки и определения критериев, указывающих на возникновение угрозы для механической безопасности зданий при длительной эксплуатации, необходимо установить, насколько разнообразны эти строения и могут ли существовать какие-либо общие для них зависимости. По мнению М.И. Мильчика, одного из наиболее авторитетных петербургских специалистов в области сохранения памятников, не может быть универсальных приемов сохранения памятников – каждый требует выработки индивидуального подхода, в том числе к обеспечению сохранности конструкций.

Не ставя под сомнение художественную и историческую уникальность памятников архитектуры, рассмотрим, насколько различались между собой каменные строения в техническом отношении. Очевидно, что значительного разнообразия в применяемых материалах, конструкциях и технологических приемах строительства для жилых домов ожидать не следует, они не сильно изменялись на протяжении веков, с античных времен почти до конца XIX в. Сосредоточим внимание на так называемой рядовой застройке, поскольку исторический центр Санкт-Петербурга представлен

преимущественно жилыми домами XVIII – начала XX в.

Имеется ли в формировании жилой застройки нечто общее, или же каждый дом уникален и неповторим? Элементарный опыт подсказывает жителю исторического города, что городской застройке все же свойственны некоторые общие закономерности. Для этого обратимся к градостроительной истории Санкт-Петербурга.

Современный инженер-строитель привык к регламентации строительной деятельности, к необходимости следования указаниям нормативных документов. Такое уважительное отношение к нормам существовало не всегда. В XVIII в. правителям Российской империи пришлось приложить немалые усилия для того, чтобы регламентировать застройку городов и поселений. В фокусе этих стремлений изначально оказалась новая столица государства – Санкт-Петербург, заложенная в дельте Невы, где не существовало застройки, а следовательно, исторически сложившейся градостроительной традиции. Регламентация строительства касалась не только градостроительной деятельности, она затрагивала и используемые материалы, и технологию устройства фундаментов, стен, перекрытий и покрытий, и габариты здания в зависимости от статуса его владельцев.

Этапы развития Северной столицы непосредственно связаны с деятельностью российских императоров, уделявших августейшее внимание «северному парадизу». С.В. Семенов, крупнейший специалист по истории формирования Санкт-Петербургской агломерации, так характеризует градостроительную деятельность государей и государынь: «Петр I сформулировал в указах и на практике важнейшие принципы регулярности и ансамблевости градостроительного развития Санкт-Петербурга... Анна

Иоанновна и Елизавета Петровна на основе этих принципов сконцентрировали усилия на создании пространственно развитого градостроительного каркаса и обширной первичной ткани города... формируя при этом основной массив деревянной застройки, с вкраплением в это поле отдельных ансамблей. Екатерина II преобразовала дошедшие до нее город и пригороды с преимущественно деревянной застройкой в городскую агломерацию сплошного кирпичного строительства с многими великолепными ансамблями». Александр I и последующие императоры «продолжали и уточняли сформированные в XVIII в. тенденции развития Санкт-Петербургской агломерации в целом, преобразовывая город и окрестности в единую иерархически сформированную пространственно развитую систему ансамблей и фоновых (рядовых) территорий и ландшафтов» [1].

Как отмечается в «Петербургской стратегии сохранения культурного наследия (постановление Правительства Санкт-Петербурга от 01.11.2005 № 1681), «уникальная степень сохранности исторической застройки Санкт-Петербурга обусловлена тем, что новое строительство советского периода велось вне исторического ядра города». В результате город обладает самой внушительной «коллекцией» памятников архитектуры – их насчитывается более 9 тыс. (10% объектов культурного наследия России). Кроме того, специальными городскими законами охраняется и историческая застройка – в центре города это здания дореволюционной постройки, их количество достигает 11 тыс.

Регламентация размеров участков под городскую застройку

Регламентация застройки Санкт-Петербурга преследовала две цели: обеспечение пожарной

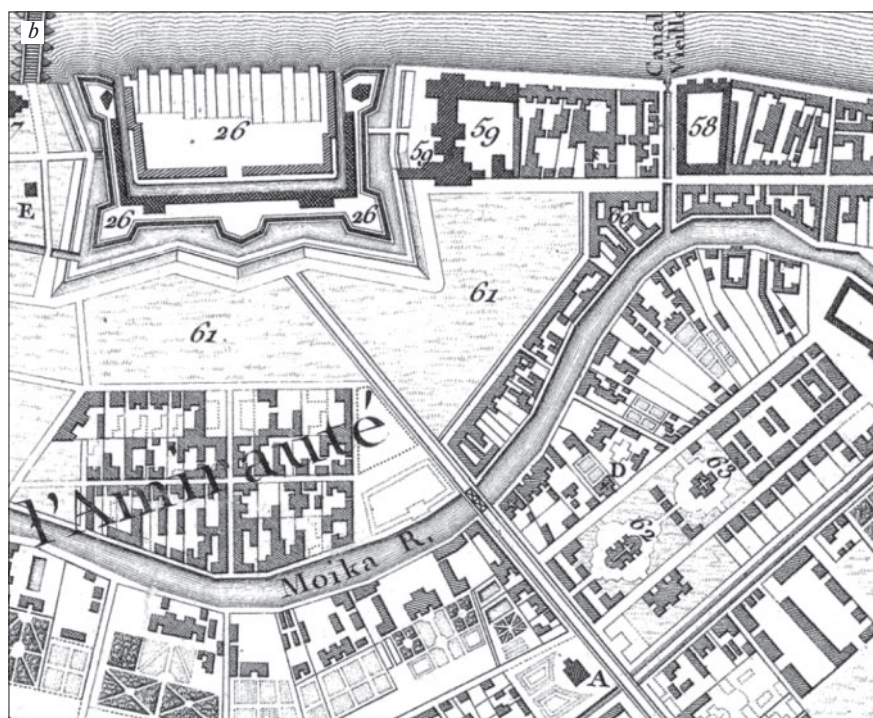


Рис. 1. Фрагменты плана Санкт-Петербурга гравировки Тардьё, 1753 г.: а – Васильевский остров; б – Адмиралтейская часть
Fig. 1. Fragments of the plan of St. Petersburg engraved by Tardieu, 1753: a – Vasilyevsky Island; b – Admiralty part

безопасности и придание городу лучшего облика по сравнению с другими русскими городами. Для реализации обеих целей необходимо было развивать каменное строительство и ограничивать деревянное. Поначалу для этого строились мазанковые

дома, но уже с 1714 г. Канцелярия городских дел наладила под Санкт-Петербургом производство кирпича объемом в несколько миллионов штук в год. Проблему нехватки специалистов-каменщиков Петр I решил указом от 9 октября 1714 г.: «...понеже здесь ка-

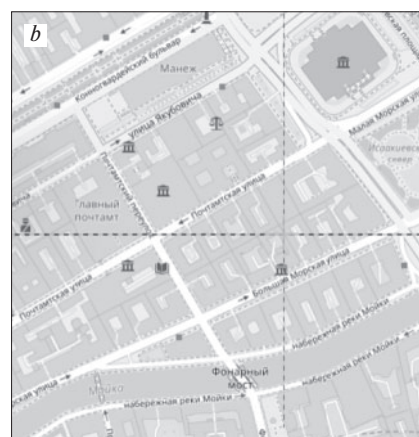


Рис. 2. Фрагмент подробного плана Санкт-Петербурга, выполненного в 1828 г. под руководством генерал-майора Шуберта (а) и фрагмент современного плана (б), на которых заметно деление на примерно одинаковые земельные участки в пределах квартала
Fig. 2. A fragment of a detailed plan of St. Petersburg, made in 1828 under the leadership of Major General Schubert (a) and a fragment of a modern plan (b), which clearly show the division into approximately equal land plots within a block

менное строение зело медленно строится от того, что каменщиков и прочих художников того дела <достать> трудно и за довольную цену, того ради запрещается во всем Государстве на несколько лет (пока здесь удовольствуются строением) всякое каменное строение» (запрещение было отменено окончательно только в 1741 г.). Однако существенно ограничить и тем более запретить деревянное строительство в новой столице не удалось, и правительство было вынуждено ограничиться требо-

ванием обязательного строительства каменных домов лишь по набережным Невы – от Почтового до Галерного двора (от Марсова поля до Ново-Адмиралтейского канала) да на опасном в пожарном отношении участке прядильного двора и прочих адмиралтейских заводов (ниже по Неве от Адмиралтейства) (Луппов С.П. История строительства Петербурга в первой четверти XVIII века. М.; Л.: Наука, 1957. 190 с.).

Как отмечает С.В. Семенцов, «все типы Санкт-Петербургского жилья подчинялись единым правилам формирования кварталов и застройки участков» [2]. Новая столица впервые в русской истории строилась по плану, планировка кварталов стала регулярной. Каждый квартал разделялся на прямоугольные участки (домовладения).

Наиболее компактными и плотно застроенными стали городские кварталы. По берегам Невы, рек и каналов и на главных улицах с 1719 г. предусматривались под застройку участки шириной 6–8–10 сажень (12,8–17–21,3 м), на других – 7–9 саж. (14,9–19,2 м). Позднее, в 1738–1740 гг. ширина «больших» участков составляла 20 саж. (42,6 м), «средних» – 15 саж. (32 м) и «малых» – 10 саж. (21,3 м), при этом их глубина была равна обычно половине ширины квартала. По набережным, в зоне болот участок мог простираться на всю ширину квартала. В Адмиралтейской части домовладения имели размеры (15–16)×30 саж., т. е. (32–34,1)×63,9 м.

В зоне предместий участки были крупнее. Здесь с 1738–1740 гг. практиковалась застройка «светлицами», с разделением на участки: рядовым («подлым») полагались участки размерами 10×20 саж. (21,3×42,6 м), для «обер-офицеров» – в 20×20 саж., для «штаб-офицеров» – 30×20 саж. Еще более обширные участки нарезались в



Рис. 3. Фрагменты подробного плана Санкт-Петербурга 1828 г. генерал-майора Шуберта: а – Васильевский остров; б – Адмиралтейская часть (черным обозначены каменные здания, серым – деревянные)

Fig. 3. Fragments of the detailed plan of St. Petersburg in 1828 by Major General Schubert: a – Vasilyevsky Island; b – Admiralty part (stone buildings are marked in black, wooden buildings in gray)

пригородах: на Выборгской стороне по Черной речке – 50×200 саж. (108×426 м) (1716–1717 гг.), вдоль Петергофской дороги – 100×1000 саж. (213×2130 м) (1714–1716 гг.).

С самого начала (1703–1719 гг.) застройка новой столицы подчинялась строгому уставу. По высочайшему повелению предписывалось возводить прежде всего лицевые строения, причем вдоль красных линий улиц; служебные постройки и флигели строить вдоль границ

межевания. Все строительство надлежало производить по чертежам архитекторов или по проектам «образцовых домов». С.В. Семенцов отмечает возникновение двух типов застройки: «1) строчная застройка («неплошная») по проектам Д. Трезини (с 1712–1714 гг.) предлагалась для строительства в городе, предместьях и пригородах; 2) брандмауэрная застройка («сплошная») предложена Ж.-Б. Леблоном (1716–1717 гг.) для строительства на самых ответ-

ственных местах...» [2]. Впоследствии, с 1760-х гг., брандмауэрный тип стал неперенным атрибутом городской застройки.

На плане Санкт-Петербурга 1753 г. (рис. 1), выполненном во времена царствования Елизаветы Петровны, отчетливо заметно преобладание «строчной» (пунктирной) застройки с промежутками между домами. Непрерывная застройка наблюдается только вдоль набережных Невы на Адмиралтейской стороне да по Миллионной улице и в районе современной Дворцовой площади, в то время еще не сформировавшейся. Эти участки оказываются и наиболее плотно застроенными. Характерно, что по мере отдаления от центра города плотность застройки участков снижается. Любопытно отметить, что по линиям и проспектам Васильевского острова еще обозначены каналы, а параллельно линиям посередине кварталов еще существуют проезды.

В 1737–1761 гг. сформировались характерные для города, предместий и пригородов кварталы жилой застройки. Регламентация размеров участков продолжалась и позднее. По «Правилам, наблюдаемым в С.-Петербурге» (1835 г.) каждый вновь проектируемый городской участок должен был иметь габариты не менее 10×20 саж. (21,3×42,6 м) и застраиваться только каменными зданиями. В предместьях и пригородах допускались деревянные строения, а участок мог иметь размеры 10×10 саж. (21,3×21,3 м). Конечно же, со временем соседние участки могли объединяться одним владельцем, однако структура изначального разделения до сих пор отчетливо заметна на современной карте города (рис. 2).

С 1809 г. длина фасадов деревянных жилых домов вдоль улиц не должна была превышать 12 саж. (25,6 м) и иметь противоположные разрывы по 4 саж. (8,5 м),

при этом запрещалось строить двухэтажные деревянные дома, а с 1830 г. и деревянные дома на кирпичном подвале.

Если взглянуть на план Санкт-Петербурга 1828 г., то окажется, что в Адмиралтейской части уже сформировалась каменная застройка, а большая часть Васильевского острова еще застроена деревянными домами (рис. 3).

Несмотря на запрещение строительства деревянных зданий, старые дома сохранялись на значительной территории города, вдали от парадных центральных площадей. По данным известного историка архитектуры А.Л. Пунина, «если в 1833 году в Петербурге насчитывалось 7976 домов, из них только 2730 каменных, то спустя тридцать с небольшим лет общее количество домов в Петербурге выросло почти в два с половиной раза и достигло 19 432, причем каменных было уже 8627, то есть почти в 3,2 раза больше, чем в 1833 году» (Пунин А.Л. Архитектура Петербурга середины XIX века. Л., 1990. 351 с.). Однако даже в 1860-х гг. в Литейной части, которая сегодня в нашем восприятии безусловно относится к центру города, еще превалировала деревянная застройка. Получить представление о ней можно благодаря акварелям Ф.Ф. Баганца (художник-маринист, выпускник Академии художеств, проф. Морского кадетского корпуса), выполненным в 1860–1862 гг. (рис. 4).

Деревянные постройки в центре города сохранялись до рубежа XIX и XX вв., когда в столице началось интенсивное строительство. Свидетельством масштаба строительных работ, развернувшихся в городе, могут служить дневниковые записи современника. «Строительная горячка, несколько лет охватившая наш Богом подмоченный Петербург, продолжает свирепствовать, — отмечает в своих записках, помеченных 26 августа

1903 г., С.Р. Минцлов (русский писатель, мемуарист, библиограф и коллекционер книг). — Везде леса и леса; два-три года тому назад Пески представляли собой богоспасаемую тихую окраину, еще полную деревянных домиков и таких же заборов. Теперь это столица. Домики почти исчезли, на их местах, как грибы, в одно, много в два лета, повывросли громадные домины; особенно быстро похорошела третья Рождественская. Вообще город сильно принялся охорашиваться» [4]. 4 июля 1904 г. его дневник пополнился следующим наблюдением: «Старый Петербург все уничтожается и уничтожается... Нет ни одной улицы почти, где бы старые двух- и даже трехэтажные дома не ломались; теперь на их месте возводятся новые кирпичные же громады... Удивительно много построек в этом сезоне, несмотря на тяжелое, военное время».

Более объективную, свободную от эмоций картину интенсивности городского строительства дают графики, построенные по данным С.Н. Сотникова (рис. 5). Они построены для районов города, отражающих административное деление советского времени: бывший Куйбышевский район Ленинграда занимал юго-западную часть современного Центрального района, Смольнинский — восточную часть того же района, Ленинский — южную часть Адмиралтейского района. Статистика показывает, что к последней четверти XIX в. застройка кирпичными зданиями «самого центрального» района (в границах советского Куйбышевского района) была завершена на 80%; район Песков (советский Смольнинский район) и Васильевский остров были застроены каменными домами только на 40–50%, а Петроградская сторона стала интенсивно застраиваться только на рубеже XIX и XX вв.

В целом же по городу из существующих в настоящее время зда-

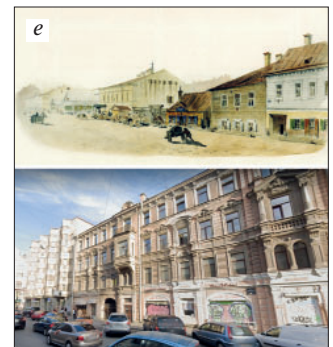
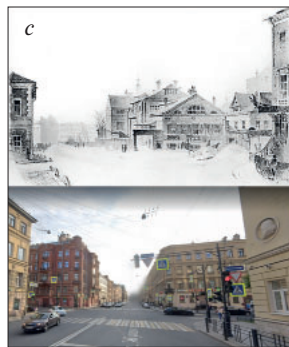
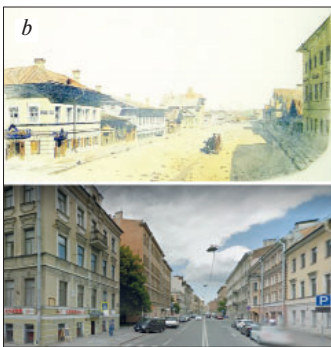
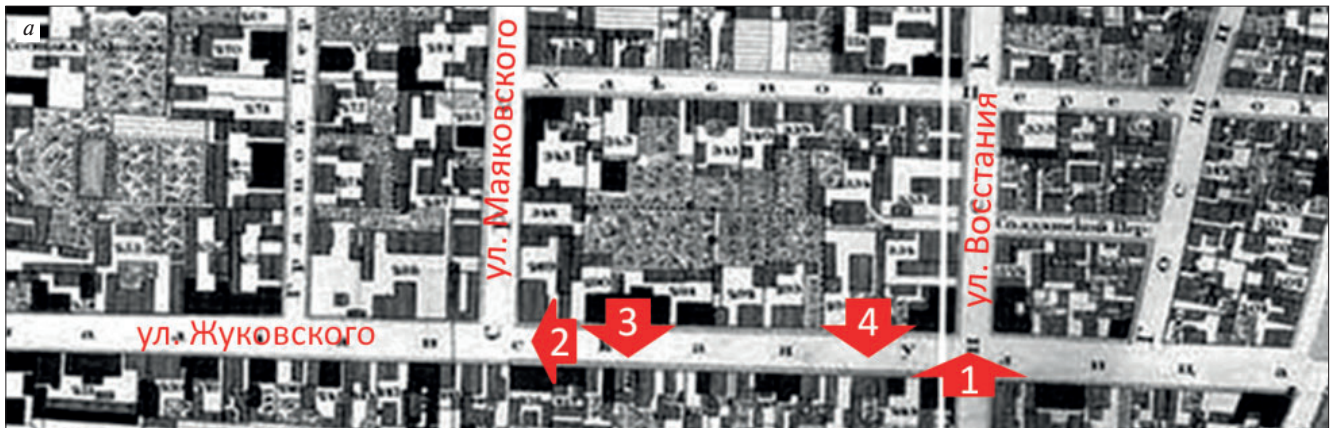


Рис. 4. Акварели Ф.Ф. Баганца (1860–1862 гг.) из собрания Государственного музея истории Санкт-Петербурга и современные виды города: а – фрагмент плана города 1828 г. с указаниями видов, изображенных на акварелях; б – Преображенская ул. (близ Итальянской ул.) – см. стрелку 1; в – деревянный дом (на углу Надеждинской и Итальянской улиц) – см. стрелку 2; д – часть Итальянской ул. – см. стрелку 3; е – Итальянская улица – см. стрелку 4 (атрибуция мест, изображенных на акварелях, выполнена по [3] с использованием сервиса Google)

Fig. 4. Watercolors by F.F. Baganets (1860–1862) from the collection of the State Museum of the History of St. Petersburg and modern views of the city: а – a fragment of the city plan of 1828 with indications of the views depicted in watercolors; б – Preobrazhenskaya st. (near Italian) – see arrow 1; в – a wooden house (at the corner of Nadezhdinskaya and Italiyskaya streets) – see arrow 2; д – part of the Italian street – see arrow 3; е – Italian street – see arrow 4 (the attribution of places depicted in watercolors was made according to [3] using the Google service)

ний дореволюционного периода примерно 10% было построено до 1830 г.; 30% построено или перестроено в 1830–1900 гг. и около 60% после 1900 г. (Костылев Р.П., Пересторонина Г.Ф. Петербургские архитектурные стили (XVIII – начало XX в.). СПб.: Паритет, 2007. 256 с.).

Проекты «образцовых» домов в Санкт-Петербурге XVIII в.

Первоначальная застройка города осуществлялась по «образцовым проектам», которые были разработаны архитекторами Ж.-Б. Леблонем и Д. Трезини по распоряжению Петра I. В указе от 4 апреля 1714 г. предписывалось: «а каким манером дома строить, брать чертежи от архитектора Трезина...» «Образцовыми» домами застраивался прежде всего пред-

полагаемый центр города – Васильевский остров. Проекты носили рекомендательный характер: требовалось соблюдение этажности, общих размеров и расположения постройки на участке. Проекты различались для представителей разных сословий: для «именитых» (дворян), «зажиточных» (купцов и промышленников) и «подлых» (плативших подушную подать – «обретающихся в наймах и черных работах») (рис. 6–8). Дома для «подлых» предполагалось возводить на «второстепенных улицах».

Указом от 14 сентября 1715 г. было еще раз подтверждено, «дабы никто нигде против указа и без чертежа архитекторского (включая солдатские и низших мастеровых людей) отнюдь не стро-

ился под лишением всего того, что построил».

Типизация зданий обеспечила регулярность застройки при быстром росте города, в котором к моменту кончины первого императора в 1725 г. насчитывалось уже около

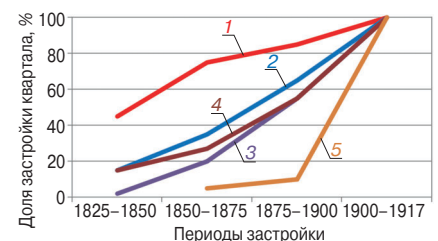


Рис. 5. Освоение территории города во времени по С.Н. Сотникову. Районы: 1 – Куйбышевский; 2 – Ленинский; 3 – Смольнинский; 4 – Василеостровский; 5 – Петроградский

Fig. 5. Development of the city territory in time according to S.N. Sotnikov. Districts: 1 – Kuibyshevsky; 2 – Leninsky; 3 – Smolninsky; 4 – Vasileostrovsky; 5 – Petrogradsky



Рис. 6. «Образцовый дом для подлых», арх. Д. Треззини, 1714 г.: а – проект [6]; б – пример использования проекта для флигеля дома Н.С. Чавчавадзе – г. Пушкин, Захаржевская ул., 1

Fig. 6. “Exemplary house for the vile”, arch. D. Trezzini, 1714: a – project [6]; b – an example of using the project for the outbuilding of N.S. Chavchavadze – Pushkin, Zakharzhevskaya st., 1

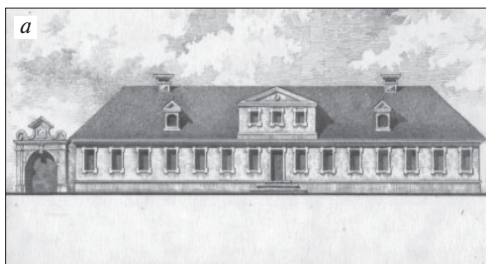


Рис. 7. «Образцовый дом для зажиточных». Проект приписывается Д.Треззини, 1714 г.: а – фасад [6]; б – Путевой дворец (Малый дворец Петра I) в Стрельне, начало постройки – 1716 г. (по другой версии – 1710–1711 гг.)

Fig. 7. Exemplary house for the wealthy». The project is attributed to D. Trezzini, 1714: a – facade [6]; b – Travel Palace (Small Palace of Peter I) in Strel'na, construction began in 1716 (according to another version – 1710–1711)



Рис. 8. «Образцовый дом для именитых», автор Ж.-Б. Леблон: а – гравюра А.И. Ростовцева по чертежу Ж.-Б. Леблона (подпись внизу: «При- сланный от его царского величества чертеж, по которому всем на реку строящимся строить таковым образом...») [7]; б – дом Подворья Александро-Невской лавры, 1720–1726 гг., 7-я линия ВО, 12

Fig. 8. “Exemplary house for eminent”, author J.-B. Leblon: a – engraving by A.I. Rostovtsev according to the drawing of Zh.B. Leblon (signature below: “A drawing sent from his royal majesty, according to which everyone building on the river should build in this way ...”) [7]; b – the house of the Metochion of the Alexander Nevsky Lavra, 1720–1726, 7th line of the VO, 12



Рис. 9. Жилой дом «на погребах» («образцовый дом для именитых»), авт. М.Г. Земцов: а – проект, 1739 г.; б – дом Треззини на Университетской наб., 21 (1723–1736 гг., в 1830-е гг. надстроен третий этаж); возможно, проект здания выполнен самим Д. Треззини, однако непосредственно постройкой занимался М.Г. Земцов

Fig. 9. Residential building «on the cellars» («exemplary house for the eminent»), auth. M.G. Zemtsov: a – project, 1739; b – Trezzini house at 21 Universitetskaya emb. (1723–1736, the third floor was added in the 1830s); it is possible that the design of the building was made by D. Trezzini himself, but M.G. Zemtsov was directly involved in the construction

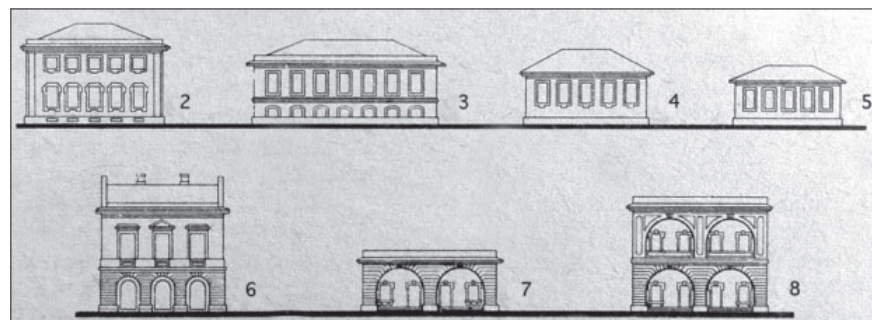


Рис. 10. «Примерные» фасады, авт. И.М. Лем: 1 – не сохранилась схема «каменным сплошным и несплошным домам»; 2 – фасад «каменным домам на погребах в один этаж с мезонином»; 3 – «на каменных погребах в один этаж каменным или деревянным домам»; 4 – «деревянным домам на каменных фундаментах»; 5 – «деревянным домам без каменных фундаментах в один этаж»; 6 – «каменным домам с лавками»; 7 – «торговым домам на первый случай в один этаж»; 8 – «со временем надстроить и другой этаж» (Лиуконен Е.А. От традиций к образцовым фасадам. Угличский государственный историко-архитектурный и художественный музей. <https://uglmmus.ru>)

Fig. 10. «Exemplary» facades, author I.M. Lem: 1 – the scheme of «solid stone and non-solid houses» has not been preserved; 2 – facade of «stone houses on cellars on one floor with a mezzanine»; 3 – «on stone cellars in one floor to stone or wooden houses»; 4 – «wooden houses on stone foundations»; 5 – «wooden houses without stone foundations on one floor»; 6 – «stone houses with benches»; 7 – «trading houses for the first time in one floor»; 8 – “over time, add another floor” (Liukonen E.A. From traditions to exemplary facades. Uglich State Historical, Architectural and Art Museum. <https://uglmmus.ru>)

шести тысяч домов (правда, большинство их были деревянными).

Петровской регламентацией вводился принцип «единой фасады», который с 1730-х гг. стал обязательным для застройки города. Здание следовало размещать по красной линии улицы, а хозяйственные постройки и службы – по периметру участка. Расположение комнат предусматривалось в два ряда: большие комнаты были обращены окнами на улицу, меньшие – во двор; парадный вход устраивался со стороны улицы. При строительстве деревянных домов требовалось имитировать каменные, т. е. дома обшивались и красились чернью или расписывались под кирпич [5].

В 1737 г. после опустошительных пожаров 1736–1737 гг., произошедших в Морской слободе, была создана Комиссия о Санкт-Петербургском строении, задачами которой помимо создания прямых и широких улиц и больших площадей стала интенсификация пожаростойкого каменного строения. Комиссию возглавлял П.М. Еропкин, в работе комиссии принимали участие М.Г. Земцов и И.К. Коробов. Комиссией были предложены новые «образцовые» проекты жилых домов (М.Г. Земцов, 1739 г. – рис. 9).

Регламентация, которой с 1710-х гг. должна была следовать застройка Петербурга, позже распространилась и на другие города. Екатерина II, взошедя на престол 9 июля 1762 г., уже 11 декабря того же года образовала «Комиссию для устройства городов Санкт-Петербурга и Москвы», находящуюся в ведении Сената. В 1763 г. последовал высочайший указ «О сделании всем городам, их строениям и улицам специальных планов по каждой губернии особо», где Комиссии поручалось руководство составлением планов и застройкой городов Российской империи. Рабочую часть

Комиссии возглавляли архитекторы Ю.М. Фельтен (с 1762 г.), А.В. Квасов (1763–1772), И.Е. Старов (1772–1774), И.М. Лем (1774–1796). Комиссия разработала генеральные планы более трехсот городов России.

Для застройки российских городов каменными зданиями были отобраны восемь проектов, изображенных на схеме, авторство которой приписывается И.М. Лему (рис. 10).

В 1809–1812 гг. выпущено «Собрание фасадов, Его Императорским Величеством Высочайше опробованных для частных строений в городах Российской Империи». «Собрание» было опубликовано в пяти альбомах: два первых содержали городские обывательские дома различной величины и этажности; третий – дома с лавками, флигели, хозяйственные и садовые постройки; четвертый – деревянные и каменные жилые дома (в том числе доходные и загородные), хозяйственные постройки и фабричные строения, а пятый – проекты «для заборов и ворот к частным строениям в городах». Авторами проектов образцовых фасадов были архитекторы А.Н. Захаров, А.И. Руска, В.И. Гесте и В.П. Стасов [8]. Одновременно с изданием альбомов были предприняты административные меры по регламентации построения фасадов, вплоть до размещения и габаритов окон на фасадах зданий (1811 г.). Требовалось, чтобы фасады были симметричными с нечетным числом осей (вертикалей окон); с определенными размерами окон и простенков между ними.

В 1812 г. были утверждены также 26 «образцовых» гравированных чертежей кварталов, которыми следовало руководствоваться при проектировании кварталов и их разделении на участки (Белецкая Е., Крашенинникова Н., Чернозубова Л., Эрн И. «Образцо-

вые» проекты в жилой застройке русских городов XVIII–XIX вв. М.: Госстройиздат, 1961. 206 с.).

Результаты такой регламентации можно встретить во всех исторических городах России – от Петербурга до Тобольска. Имеются исследования влияния «образцовых» проектов на застройку Твери, Казани, Томска, Углича и многих других исторических городов [8]. Однако за примерами сохранившихся в первоизданном виде «образцовых» домов не нужно далеко ходить – они прекрасно представлены в пригородах Петербурга. Превосходные примеры «образцовых» домов можно встретить в Царском Селе (г. Пушкин). Здесь здания избежали перестройки, неизбежной в крупном городе, где развитие капитализма всегда сопровождалось погоней за дополнительными квадратными и кубическими метрами.

Строились ли в Царском Селе дома по «образцовым» проектам, или же, наоборот, проекты зданий, построенных здесь, были позднее размещены в альбомах «Собрания фасадов» в качестве образцовых, не так уж важно. Главное заключалось в том, что «образцовые фасады» стали тиражировать во всех городах Российской империи, отчего они обретали «строгий, стройный вид», хотя, возможно, и теряли своеобразие. На улицах современного Пушкина нетрудно встретить знакомые по альбомам особняки, жилые дома, административные здания (рис. 11–13).

Сохранился в Царском Селе и образец деревянного «образцового» дома, подражающего каменному строению, построенного по проекту В.И. Гесте (рис. 14). Такие дома с мезонином (от фр. maison – маленький домик или, возможно, от ит. mezzanine – средний), как отмечает Е.Д. Юхнёва [9], были самым распространенным типом жилых домов в Санкт-Петербурге в XVIII и первой половине XIX в.

В Петербурге «образцовые» дома реже встречаются в первоначальном виде, чаще в перестроенном. В соответствии со вкусом времени изменениям чаще всего подвергался фасад здания (пример такого рода приведен на рис. 15).

В 1813 г. для ликвидации последствий пожара 1812 г. была организована «Комиссия о строении Москвы», куда входили О.И. Бове (он возглавлял архитектурное отделение), В.П. Стасов, Д.И. Жиллярди, В.И. Гесте, В.А. Балашов, Д.Ф. Борисов, Ф.К. Соколов и др. Задачами Комиссии было «сочинение планов и фасадов на произведение обывательских строений и надзор за прочностью при постройке оных; наблюдение за производством строений в точности по прожектированным линиям, а также выданным планам и фасадам; смотрение за добротой материалов, к построению нужных...» Благодаря эффективной работе Комиссии застройка Москвы была воссоздана всего за пять лет [10].

Чуть позже, в 1816 г., в Санкт-Петербурге был создан «Комитет для приведения в лучшее устройство всех строений и гидравлических работ» во главе с генералом А. Бетанкуром, основателем инженерной школы России.

В постановлении, врученном Бетанкуру, Александр I указывал: «К занятиям сего Комитета главнейшее следует:

I. Поправление и постепенное введение надлежащего регулирования в строениях всех частей города. Для сего необходимо нужно первоначально обозреть весь город в совокупности наблюдательным оком и обнять зрелым соображением.

II. Рассмотрение чертежей на все без изъятия здания...

III. Все то, что относится не только к правильному и прилично-му наружному виду и к безопасно-

му расположению на дворах, но и к самому внутреннему с надлежащею от огня осторожностью...

IV. Состояние общего обозрения нынешнего состояния гидравлических производств...» [11].

К работе в Комитете были привлечены архитекторы С.П. Стасов, К.И. Росси, А.А. Михайлов, А.П. Брюллов, К.А. Тон, П.П. Мельников, В.И. Беретти, инженеры В. Треттер, Л.Л. Карбоньер. С января 1824 г. Комитет возглавлял инженер-генерал П.П. Базен, а с 1834 г. – инженер-генерал А.Д. Готман. В 1842 г. Комитет был включен в 1-й Округ путей сообщения.

С конца 1830-х гг. необходимость обязательного строительства по «образцовым проектам» стала отпадать, поскольку был налажен выпуск архитекторов в Академии художеств, Институте инженеров путей сообщения и Институте гражданских инженеров.

При этом, как отмечает С.В. Семенцов, официальный отход от стиливого единства новой создаваемой застройки не привел к разрушению среды. Разнообразие стилей компенсировалось объемно-пространственным и планировочно-конструктивным единообразием массовой застройки города. «Стилевые поиски... становились своеобразными «одеждами» для тысяч практически одинаковых по своим объемным, конструктивным, планировочным характеристикам зданий и сооружений, создавая некоторое художественно-эстетическое разнообразие в градостроительном планировочном единстве всей застройки». Следствием регламентации стала и структурно-планировочная и конструктивная типология зданий, единая для каждого типа среды (для города, окраин, предместий и пригородов). С.В. Семенцов отмечает, что «с 1830-х гг. здания городского центра имели практически единую планировочно-конструктивную си-

стему (анфиладно-коридорную, в противовес предшествующей анфиладной)» [12].

Высота зданий, плотность застройки участка и интенсивность строительства

Строгой регламентации подчинялись не только размеры участков, а следовательно, и габариты зданий, в плане, но и высота строений. Первоначально, в петровское время, надлежало строить дома в два этажа на главных улицах и набережных, в один этаж – на второстепенных. Указ устанавливал и минимальную высоту домов – 5,5 аршин, т. е. здание должно было быть не ниже 4 м.

После наводнения 1721 г. (вода поднялась тогда на 265 см выше ординара) было сформулировано требование устраивать «нижние полы» выше уровня наводнения. Кроме того, следует упомянуть также и о подсыпке территории, которая была осуществлена после разрушительного наводнения 1777 г. Под руководством Ф. Баура в 1777–1779 гг. выполнена нивелировка территории столицы и создан уточненный фиксационный план, на основе которого осуществлена подсыпка территорий (Семенцов С.В. Цикличность градостроительного развития Санкт-Петербурга Особенности разработки генеральных планов и градоуправления // *Вестник гражданских инженеров*. 2004. № 1. С. 45–52).

К 1832 г. в императорских указах и сводах законов были сформулированы четкие правила застройки как в отношении улиц и площадей, так и межевания участков и возведения конкретных зданий: строго предписаны ширина улиц, высота зданий, размеры неделимых участков. В центре столицы следовало строить «брандмауэрные здания в 3–4 этажа по красной линии; на периферии – брандмауэрные в 5–6 этажей (с возможной мансар-

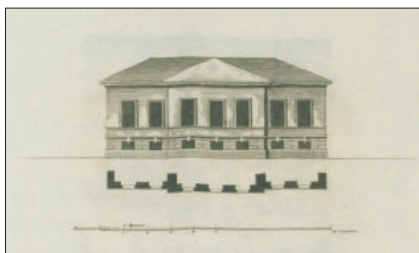


Рис. 11. Дом Дж. Кваренги (1782–1784, арх. Дж. Кваренги предположительно), г. Пушкин (Царское Село), Средняя ул., д. 2/3
Fig. 11. House of G. Quarenghi (1782–1784, architect G. Quarenghi – presumably). Pushkin (Tsarskoye Selo), Srednyaya st., 2/3

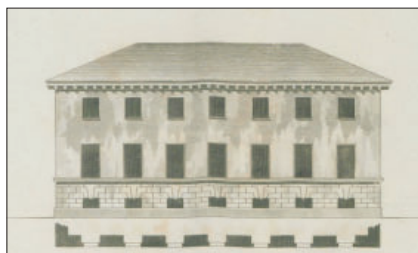


Рис. 12. Дом Родакса (Хлебникова) (1836–1839 гг., арх. С.И. Черфолио), г. Пушкин, Оранжевой ул., 19/Московская ул., 16
Fig. 12. House of Rodax (Khlebnikov) (1836–1839, architect S.I. Cherfolio). Pushkin, Oranzhereynaya st., 19/Moskovskaya st., 16



Рис. 13. Городовое управление (1821 г., арх. В.И. Гесте), г. Пушкин (Царское Село), Леонтьевская ул., 28
Fig. 13. City administration (1821, architect V.I. Geste). Pushkin (Tsarskoye Selo), Leontievskaya st., 28

дой французского типа) по красной линии; в предместьях – отдельно стоящие в структуре участка (не обязательно по красной линии) высотой до 4 этажей; в пригородах – отдельно стоящие особнякового типа в 2–3 этажа, свободно размещенные на участке и окруженные зеленью» [12].

Главным ограничением застройки был высотный регламент. Согласно законодательному акту «высота возводимых вновь в Санкт-Петербурге частных домов, во сколько бы этажей оные ни были, не должна вообще превышать ширину улиц и переулков, где они строятся... На площадях же и других открытых местах, а равно и на таких улицах, которые имеют в ширину более одиннадцати сажен, не допускать постройки жилых зданий выше сей меры, т. е. одиннадцати сажен» (23,47 м) (Об ограничении постройки в Санкт-Петербурге высоких зданий и надстроек этажей на существующих зданиях // Полное собрание законов Российской империи, собрание второе. СПб.: Типография II отделения Собственной Его Императорского Ве-

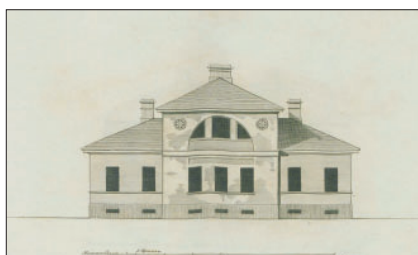


Рис. 14. Дом Канобио (1815, 1851, арх. В.И. Гесте, И.А. Монигетти, Н.С. Никитин), г. Пушкин, Леонтьевская ул., 18
Fig. 14. House of Canobio (1815, 1851, architect V.I. Geste, I.A. Monighetti, N.S. Nikitin). Pushkin, Leontievskaya st., 18

личества канцелярии, 1845. Т. XIX, отделение первое, 1844, № 18398. С. 752–753). На перекрестках улиц, имеющих разную ширину, разрешалось высоту угловых домов выбирать в соответствии с шириной более широкой улицы, «хотя бы высота сия превосходила ширину одной из улиц». В



Рис. 15. Дом Леонтьевых (Шуберта Ф.Ф.) (построен в 1722–1741 гг., перестроен в 1807–1809 гг. предположительно по проекту А.П. Брюллова). Санкт-Петербург, 1-я линия Васильевского острова, 12
Fig. 15. House of the Leontievs (Shubert F.F.) (built in 1722–1741, rebuilt in 1807–1809, presumably according to the project of A.P. Bryullov). St. Petersburg, 1st line V.O., 12

этих ограничениях заключался не только этический и эстетический смысл (неприлично строить дом выше царского дворца), но и экологические требования того времени. Весьма примечательна в этом аспекте ремарка русского

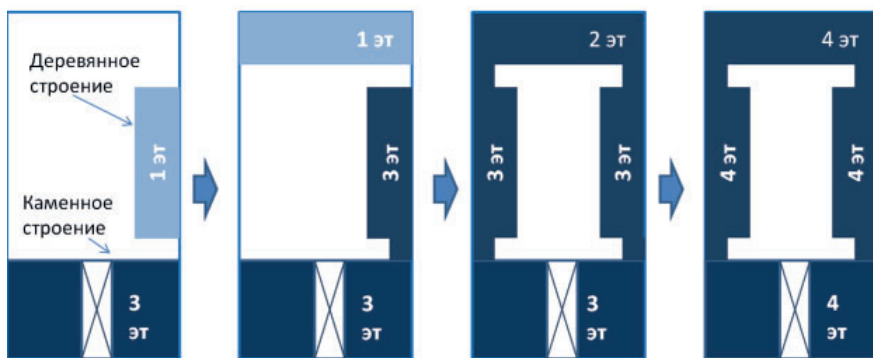


Рис. 16. Схема последовательного уплотнения застройки домовладения (по К.А. Шарлыгиной [13] и С.Г. Головиной [14])

Fig. 16. Scheme of sequential compaction of housing development (according to K.A. Sharlygina [13] and S.G. Golovina [14])

инженера, сделанная в самом конце XIX в. после знакомства с высотной застройкой Североамериканских Штатов: «Очевидно, что стремлению американских зодчих в высоту должен быть положен предел, если не технику строительного дела, то полицейско-санитарными постановлениями. Нельзя, в самом деле, допустить, чтобы улицы таких многоярусных городов, как Нью-Йорк, Чикаго, Филадельфия, Бостон и др., обратились в глубокие траншеи, никогда не освещаемые солнцем и пло-

хо проветриваемые» (Лихачев П. Железно-каменная конструкция сооружений // Инженерный журнал. 1896. № 10. С. 1087–1112).

Очевидно, эти же соображения обусловили и регламентацию размеров дворов внутри домовладений: расстояние между противоположными фасадными стенами двора должно быть не меньше высоты этих стен.

Стремление к увеличению объема собственности приводило со временем к надстройкам, уплотнению застройки домовладений [13].



Рис. 17. Угол Мойки и Горюховой улицы: а – здание рядовой застройки (фото рубежа XIX и XX вв.); б – фото 1913 г.

Fig. 17. Corner of the Moika and Gorokhovaya Streets: a – building of ordinary development (photo from the turn of the 19th and 20th centuries); b – photo 1913

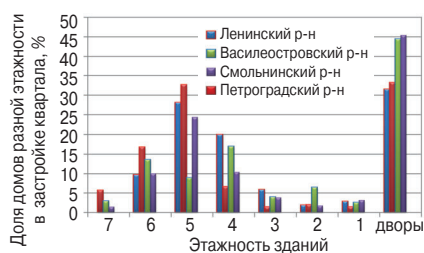


Рис. 18. Доля домов разной этажности в застройке кварталов (по С.Н. Сотникову)

Fig. 18. The share of houses of different number of storeys in the development of quarters (according to S.N. Sotnikov)



Рис. 19. Доходный дом графа М.П. Толстого на наб. р. Фонтанки, 54 – ул. Рубинштейна, 15–17 (1910–1912 гг., архитектор Ф.И. Лидваль)

Fig. 19. Profitable house of Count M.P. Tolstoy on emb. R. Fontanki, 54 – st. Rubinshteina, 15–17 (1910–1912, architect F.I. Lidval)

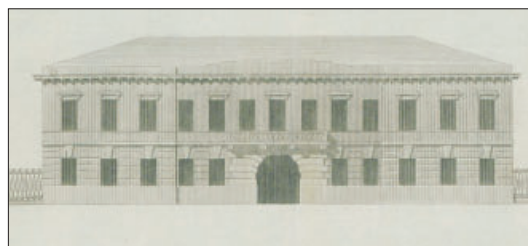
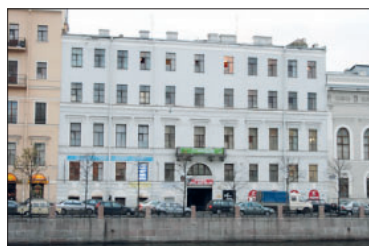
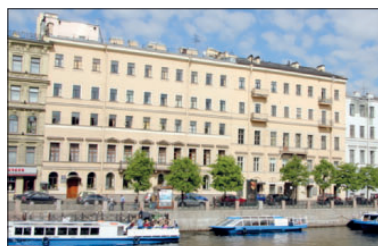


Рис. 20. Смежные дома по набережной Фонтанки (дом И. Форша, дом Е.Ф. Муравьевой, дом М.А. Шаховской, надстроены на 2–3 этажа в 1930–1939 гг.) и их двухэтажный предшественник из «Собрания фасадов»

Fig. 20. Adjacent houses along the Fontanka embankment (the house of I. Forsh, the house of E.F. Muravyova, the house of M.A. Shakhovskaya, built on 2–3 floors in 1930–1939) and their two-story predecessor from the "Collection of facades"

Дома, изначально построенные по «образцовым» проектам, претерпевали изменения соответственно требованию времени. Они надстраивались; особняки, рассчитанные на проживание одной семьи, превращались в многоквартирные дома. Строительный устав, разработанный в середине XIX в., позволял превращать внутренние дворы в дворы-колодцы: от первого двора требовалось только, чтобы он был не менее 30 кв. саж. (63 м²) и позволял осуществлять проезд в последующие, которые могли быть еще меньше – минимальной шириной 3 саж. (6,4 м) при глухой противоположной стене и 6 саж. (12,8 м) в случае, если дворовые стены имели окна с двух сторон; при этом допускалось устройство световых колодцев для освещения кухонь и служебных помещений.

По мере развития строительства доходных домов сокращалось число особняков: участки, занятые особняками, скупались и застраивались многоэтажными домами. Иногда лицевой флигель, выходящий на улицу, оставался особняком владельца, а в глубине участка возводились многоэтажные флигели с квартирами, сдаваемыми внаем, либо надстраивались жилые этажи над служебными постройками. Надстройки и перестройки продолжались, пока внутренняя часть владения не превращалась в типичный доходный дом. Немалое распространение, особенно в центральных районах, получил и такой прием застройки, когда и «особняковая», и доходная части здания строились одновременно: типичным примером может служить собственный дом архитектора А.И. Штакеншнейдера на Миллионной улице.

Последовательность застройки домовладения можно проиллюстрировать схемой, приведенной на рис. 16. На первом этапе возводились лицевые строения домовладений, выходящие на

красную линию улиц, их строили двухпролетными. Далее строились однопролетные дворовые строения, размещаемые по периметру домовладения, которые со временем перестраивались и надстраивались. При большой глубине участка в его средней части снова появлялись двухпролетные корпуса, а лицевые строения надстраивались. В итоге формировались один, два или несколько дворов, в каждый из которых (кроме световых) обеспечивался проезд. Дворовые строения, как правило, «были не выше лицевых, а если поднимались над ними, то не слишком, так что с улицы главенствующая роль лицевых оставалась очевидной» [13]. В пределах домовладения кроме жилых строений могли располагаться каретники, конюшни, прачечные.

В конце XIX в. максимальная высота зданий возросла до 5–6 этажей, а объемы строительства в городе по сравнению с 1820-ми гг. увеличились более чем в 20 раз (Семенцов С.В. Формирование градостроительного генетического кода Санкт-Петербурга в XVIII–XX столетиях // *Градостроительное искусство. Новые материалы и исследования*. Вып. 1. Памяти Т.Ф. Саваренской / Отв. ред. И.А. Бондаренко. М., 2007. С. 338–367). В 1901–1916 гг. осуществлялась реконструкция тысяч участков с увеличением плотности застройки, повышением этажности до 5–6 этажей, созданием мансардных этажей (рис. 17). При этом двухэтажные дома с количеством квартир от 6 до 20 составляли чуть более 40%; одноэтажные 1–5-квартирные домики – почти 25%; трехэтажные дома, в которых располагалось от 21 до 50 квартир, – 20%. Е.Д. Юхнёва отмечает, что четырехэтажными были только 10% домов, но многонаселенные дома все еще оставались редкостью; только в

375 домах было более 50 квартир, в их числе всего 6 домов с числом более 200 квартир. Более высокие дома (до 7 этажей) в историческом центре города появились только в начале XX в. [9].

Сформировавшаяся застройка центральных кварталов Санкт-Петербурга и в настоящее время характеризуется домами высотой преимущественно 4–6 этажей, при этом строениями занято от 55 до 65% территории квартала (рис. 18).

В современном профессиональном сообществе принято считать строительные технологии столетней давности медленными и неэффективными. Знакомство со свидетельствами современников, которые приводит А.Л. Пунин в своем знаменитом трехтомнике, посвященном архитектуре Петербурга середины и второй половины XIX в., помогает избавиться от этого заблуждения. Он публикует такое наблюдение современника. «Постройка новых зданий, – сообщает И. Пушкарев, автор «Описания Санкт-Петербурга», изданного в 1839 г., – в Петербурге производится с быстротою почти невероятною... Едва только положат фундамент, как через пять месяцев делается уже огромный каменный дом, в три и более этажей, в котором на другой год все комнаты, от чердака до уголка дворника, наполняются постояльцами...» А.Л. Пунин отмечает, что строительство доходных домов велось очень высокими темпами. А в 1845 г. был даже поставлен своеобразный рекорд, когда на углу Садовой и Гороховой улиц четырехэтажный дом был сооружен вчерне (без внутренней отделки) всего за 50 дней (дом фабриканта В.Г. Жукова, арх. Н.П. Гребенка).

По меткому определению К.А. Шарлыгиной, «Петр I оставил город 1–2-этажным, Пушкин восхищался 3-этажным просторным

Петрополем; Достоевский и его герои жили в 4–5-этажных домах с тесными дворами, а Блок ассоциируется с 6-этажной Петроградской стороной и ее узкими улицами».

Не приходится сомневаться в том, что тенденция роста этажности городской застройки продолжалась бы и дальше в пределах, разрешенных высотным регламентом. «Предстояло увеличение не только высоты, но и масштаба застройки: уже кое-где произошло объединение двух и более домовладений с возведением не только домов, но поистине жилых комплексов» [13] (рис. 19). На главных улицах города первые или даже два нижних этажа стали занимать торговые помещения, на фасадах появлялись витрины.

Как отмечает К.А. Шарлыгина, «судьба жилых домовладений, до этого эволюционно реконструированных, изменилась одноmomentно, революционно, когда в 1918 г. была объявлена национализация недвижимости. Жилье осталось без настоящего собственника, то есть без собственника, благосостояние которого... зависело от объекта недвижимости». Жилищный фонд перестал быть источником дохода, а превратился в объект расходования бюджетных средств. В итоге исторический жилищный фонд стал постепенно ветшать. Уплотнение квартир, стихийная перепланировка, нерегулярность текущих ремонтов привели к ухудшению состояния зданий.

В довоенный период продолжилась надстройка ряда исторических зданий на 1–2 этажа (рис. 20). Надстраивались и лицевые, и дворовые строения, включая каретники.

В период блокады многие здания пострадали от бомбежек и артиллерийских обстрелов. Их восстановление началось уже в 1944 г. Разбирались руины наиболее поврежденных зданий (на их месте возникли так называемые лакуны, частично

превращенные в скверы), ремонтировались дома, поврежденные артиллерийскими снарядами. К началу 1950-х гг. в городе не осталось зримых следов войны [13].

К 1960-м гг. стала очевидной необходимость капитального ремонта исторической застройки. Для этой цели был создан специальный институт – «ЛенжилНИИпроект», по проектам которого проведен капитальный ремонт более 3 тыс. исторических зданий. Этой странице строительной истории города посвящена фундаментальная книга главного архитектора института «ЛенжилНИИпроект» К.А. Шарлыгиной «Опыт реконструкции исторических жилых зданий Санкт-Петербурга» [13].

Сегодня исторический центр Петербурга во многом обязан своей сохранностью и «строгим, стройным видом» не только архитекторам XVIII – начала XX в., но и специалистам института «ЛенжилНИИпроект», которые усилили и обновили конструкции каждого третьего исторического здания города, придали их фасадам петербургское благородство и гармонию, сделали жилье удобным и благоустроенным.

Помимо капитального ремонта в пределах исторического центра города, в 1970–1980-е гг. изредка появлялись встройки новых зданий, решенные в современном стиле, которые, как правило, не особенно выделялись своей высотой по отношению к историческому окружению.

В новейшей истории, в 1995–2011 гг., исторический центр города подвергся уплотнительной застройке, когда «лакуны», оставшиеся со времен войны, дворы или редкие для центра города промышленные площадки стали застраиваться новыми домами. Отличительной особенностью нового этапа развития исторического центра города стало применение прогрессивных западных технологий

свайного фундаментостроения (не всегда адаптированных к особенностям инженерно-геологических условий города), а с 2005 г. – освоение подземного пространства в контуре строящихся зданий [15].

Как и в дореволюционные времена, в подавляющем большинстве случаев эта застройка подчинялась тому же правилу: не строить выше карниза Зимнего дворца. Нельзя, конечно же, не отметить и вопиющие случаи грубого нарушения этого правила, среди которых следует назвать прежде всего бизнес-центр «Монблан» (признанный градостроительной ошибкой), возвышающийся своим задним фасадом над гостиницей «Санкт-Петербург» и искажающий панораму застройки невских берегов. Однако такие нарушения высотного регламента для Петербурга являются скорее исключениями: в отличие от большинства других исторических городов мира предмет градостроительных споров в Петербурге становятся «не к месту появившиеся» световые фонари, атриумы и стеклянные надстройки на исторических зданиях, и не более того.

Последнее десятилетие развития исторического центра города характеризуется явным застоем. Во имя благородной цели сохранения исторического облика города созданы искусственные препятствия для реконструкции исторических зданий. На деле это оборачивается реальной опасностью для обеспечения сохранности исторического центра города, поскольку затрудняет привлечение инвестиций, а бюджет города не в состоянии взять на себя расходы по восстановлению ветшающих строений.

Некоторые технические следствия градостроительной деятельности

Регламентация градостроительной деятельности в Санкт-

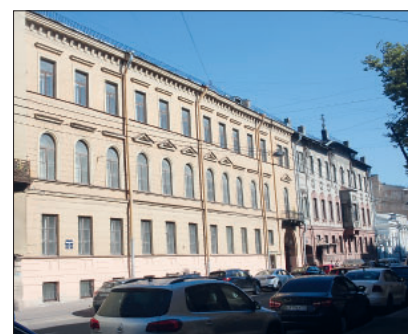
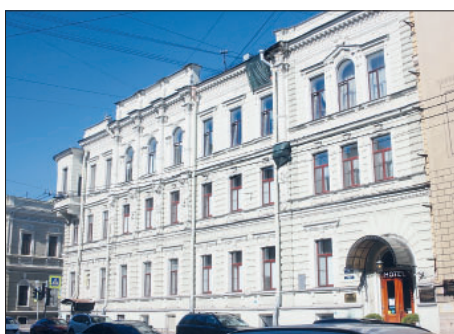


Рис. 21. Дома 53, 51, 49 по Большой Морской ул.: сверху – планы первых этажей примыкающих зданий; снизу – вид главных фасадов
Fig. 21. Houses 53, 51, 49 on Bolshaya Morskaya St.: above – first floor plans of adjoining buildings; below – view of the main facades

Петербургу способствовала формированию характерной структуры застройки, которую можно обобщенно представить следующим образом.

1. Прямым следствием регламентации размеров участков стали параметры возведенных на них строений. Ширина участка по красной линии улиц задавала своего рода «модуль» главных фасадов зданий. Этот «модуль» составлял не менее 10 саж. (21,3 м), в Адмиралтейской части – преимущественно 15 саж. (32 м); встречались и более крупные участки – по 20 саж. (42,6 м); практиковалась покупка соседних участков для укрупнения домовладения.

2. Типизация застройки участка привела к формированию на нем характерной структуры домовладения с лицевым строением по красной линии улицы, вплотную примыкающим к соседним зданиям, и внутренними строениями вдоль границ участка, образующими один или несколько дворов, соединенных проездами.

3. Лицевое строение имело окна, обращенные на улицу и во двор, в нем чаще всего размещались три продольные кирпичные стены (т.е. было «двухпролетным», хотя продольные стены могли быть и самонесущими). Дворовые строения, расположенные по границам участка, имели окна,

обращенные во двор, были «однопролетными», с двумя продольными капитальными стенами, одна из которых (межевая) была глухой. Внутренние корпуса, разделяющие двory, могли быть двухпролетными, с окнами, выходящими на обе стороны.

4. Высота застройки ограничивалась 11 саж. (23,4 м).

5. Формирование домовладения начиналось с лицевого строения, которое поначалу могло быть 2–3-этажным и иметь разрывы с соседними зданиями, кроме Адмиралтейской стороны, где изначально преобладал сплошной (брандмауэрный) тип застройки. Со временем (с 1760 г.) брандмау-

эрный тип стал обязательным, а «пунктирный» сохранился в пригородах. Промежутки между домами застраивались, во дворах возводились сначала службы, а позднее внутренние корпуса, предназначенные для проживания. Со временем могла производиться надстройка лицевых и дворовых строений до 4–5 этажей. Заметим, что при реконструкции зданий обычно стремились сохранить и включить в состав нового здания существующие строения.

6. Постепенное увеличение плотности застройки домовладений за счет освоения территории дворов и повышение этажности строений с неизбежностью должны были обуславливать взаимное влияние корпусов как в пределах одного домовладения, так и на смежных участках. Эта особенность застройки должна найти отражение в накопленных деформациях сооружений и картине развития трещин в кирпичных стенах.

Для создания полного представления о габаритах исторической застройки приведем данные о пролетах между капитальными стенами, которые были характерны для жилых зданий: «Наибольшие размеры отдельных комнат: в глубину – при деревянных балках в 3 саж. – саж. $2\frac{2}{3}$; 4 саж. – $3\frac{2}{3}$ (в каменных строениях на 4 верш. больше); при сводчатом перекрытии – 3 саж.» (Рошефор Н.И. Иллюстрированное урочное положение. Пг., 1916. 694 с.). Таким образом, при перекрытиях в виде кирпичных сводов пролет в свету составлял 6,3 м, при деревянных – 6–8 м. Добавив толщину стен (обычно 0,75–1 м), получим ширину двухпролетного строения со сводчатыми перекрытиями около 16 м, а с перекрытиями по деревянным балкам 15–19 м. Однопролетное строение будет иметь ширину до 7–10 м. Н.И. де Рошефор так объяснял ограничение пролета: «Балки длиннее 4 саж.

значительно дороже, поэтому избегаются; своды пролетом более 3 саж. сложны и требуют весьма тщательной работы». Конечно, это замечание справедливо именно для «рядовой» застройки.

Итак, регламентация застройки способствовала тому, чтобы здания получили довольно компактную форму. Если обозначить длину главного фасада L , его высоту H , а ширину лицевого строения в поперечном сечении B , то для лицевых строений с длиной фасада 10 саж. соотношение $L:H:B$ составляет 1:1:(0,7–0,9), при 15 саж. – 1,5:1: (0,7–0,9), при 20 саж. – 2:1:(0,7–0,9).

В качестве примера приведем конструктивно-планировочное решение трех смежных домов (д. 49–51), расположенных на Большой Морской ул. (рис. 21). Длина главных фасадов этих зданий составляет 30–35 м, а глубина участка – примерно 60 м, высота лицевых строений – около 15 м, ширина – 15 м для домов № 49 и 51 и 21 м – для дома № 53. Таким образом, соотношение $L:H:B$ для домов 49 и 51 составляет 2:1:1 и 2:1:1,4 для д. 53.

Если учесть, что с самого начала строительства в Санкт-Петербурге регламентировался вход в дом непосредственно с улицы, со стороны главного фасада, отсюда же приходилось делать и арочный въезд во дворы, то становится очевидным, что лицевое строение имело достаточное количество поперечных стен, включая торцевые. Это означает, что продольные стены были раскреплены необходимым количеством поперечных, тем самым создавалась существенная пространственная жесткость конструктивной системы здания. Это наглядно продемонстрировано на рис. 21. Очевидно, кирпичные здания с такой достаточно жесткой пространственной системой оказались вполне адекватными слож-

ным инженерно-геологическим условиям исторического центра Санкт-Петербурга, что обеспечило их сохранность и эксплуатационную пригодность до настоящего времени.

Следует отметить, что внутренние корпуса с глухими межевыми стенами обладают более уязвимыми пропорциями: при той же длине дворового фасада (около 30 м для домов № 49 и 51) и высоте (15 м) соотношение $L:H:B = 2:1:0,5$. Дворовое строение с такими пропорциями более склонно к крену, чем лицевое. Однако больший риск состоит не столько в пропорциях, сколько в неизбежном расположении вдоль межевой стены анфилады проемов в поперечных стенах для организации прохода (коридора). В результате по всем этажам межевые стены оказываются в наименьшей степени перевязаны с поперечными, что облегчает их отъединение трещинами от остального объема при развитии неравномерных осадок в виде выгиба или перекоса.

Итак, приведенный выше обзор показывает, что регламентация градостроительной деятельности в Санкт-Петербурге привела к формированию достаточно однородной жилой застройки, что в значительной степени облегчает поиск закономерностей ее деформационного поведения при развитии неравномерных осадок (это составляет предмет отдельной статьи, основанной на обследовании сотни исторических зданий Санкт-Петербурга). Полученные в результате выводы могут быть актуальными не только для Северной столицы, но и для других исторических городов нашей страны, поскольку благодаря деятельности созданных Екатериной II «Комиссии для устройства городов» и «Комиссии для устройства городов Санкт-Петербурга и Москвы» была упорядочена их каменная застройка.

Список литературы

1. Семенцов С.В. Формирование принципов сохранения архитектурно-градостроительного наследия Санкт-Петербурга на основе закономерностей трехвекового градостроительного развития // *Вестник СПбГУ*. 2013. Сер. 15. Вып. 2. С. 190–211.
2. Семенцов С.В. Градостроительная составляющая жилой функции Санкт-Петербурга и Санкт-петербургской агломерации. 1703–2006 гг. // *Вестник Санкт-Петербургского университета*. 2007. Вып. 3. С. 63–70.
3. Петербург неузнаваемый в акварелях Ф.Ф. Баганца / Сост. А.М. Павелкина. СПб.: Крива, 2005. 96 с.
4. Минцлов С.Р. Петербург в 1903–1910 годах. Б.м.: Salamandra P.V.V., 2012. 287 с.
5. Бабинович Н.У., Ситникова Е.В. «Образцовое» строительство в городах России и Томске // *Вестник ТГАСУ*. 2020. Т. 22. № 5. С. 25–35.
6. Гладких А.А. Проекты «образцовых» жилых домов Д.А. Трезини в Санкт-Петербурге // *Приволжский научный вестник*. 2015. № 6–1. С. 32–35.
7. Реброва Р. Дворец Федора Апраксина и «образцовый дом» Ж.-Б. Леблон: деятельность французского архитектора в Петербурге по новым источникам // *Quaestio Rossica*. 2018. Vol. 6. № 1, pp. 130–138.
8. Щёболева Е.Г., Рудченко В.М. Архитектура провинции // *История русского искусства*. 2011. Т. 14. С. 165–259.
9. Юхнёва Е.Д. Петербургские доходные дома: Очерки из истории быта. Неизвестные факты и новые подробности. М.: Центрполиграф, 2021. 496 с.
10. Клименко Ю.Г. Комиссия о строении Москвы. Архитектурные юбилеи. Календарь памятных дат 2012–2016. М.: Издательский дом Руденцовых, 2012. С. 123–125.
11. Кузнецов Д.И. Бетанкур. М.: Вече, 2013. 480 с.
12. Семенцов С.В. Санкт-Петербург в конце XIX века: стихийное развитие или сохранение традиций ансамблевого решения градостроительной среды // *Вестник гражданских инженеров*. 2017. № 6 (65). С. 55–64.
13. Шарлыгина К.А. Опыт реконструкции исторических жилых зданий Санкт-Петербурга. СПб.: Петрополис, 2019. 136 с.
14. Головина С.Г. Архитектурно-конструктивные особенности жилых зданий Санкт-Петербурга второй половины XVIII века // *Градостроительство и архитектура*. 2020. Т. 10. № 2. С. 71–77.
15. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Шашкин К.Г. Геотехническое сопровождение развития городов. СПб.: Стройиздат Северо-Запад; Геореконструкция, 2010. 551 с.
16. Petersburg based on the patterns of three-century urban development. *Vestnik SPbGU*. 2013. Vol. 15. Iss. 2, pp. 190–211. (In Russian).
17. Sementsov S.V. Urban planning component of the residential function of St. Petersburg and the St. Petersburg agglomeration. 1703–2006. *Vestnik Sankt-Peterburgskogo universiteta*. 2007. Iss. 3, pp. 63–70. (In Russian).
18. Peterburg neuznavaemyi v akvarelyakh F.F. Bagantsa [Petersburg unrecognizable in watercolors by F.F. Bagants]. Saint Petersburg: Kriga, 2005. 96 p.
19. Mintslov S.R. Peterburg v 1903–1910 godakh [Petersburg in 1903–1910]. B.m.: Salamandra P.V.V. 2012. 287 p.
20. Babinovich N.U., Sitnikova E.V. “Exemplary” construction in the cities of Russia and Tomsk. *Vestnik TGASU*. 2020. Vol. 22. No. 5, pp. 25–35. (In Russian).
21. Gladkikh A.A. Projects of “Exemplary” residential houses by D.A. Trezini in St. Petersburg. *Privolzhskii nauchnyi vestnik*. 2015. No. 6–1, pp. 32–35. (In Russian).
22. Rebrova R. The Palace of Fyodor Apraksin and the “model house” of J.-B. Leblon: the activity of a French architect in St. Petersburg according to new sources. *Quaestio Rossica*. 2018. Vol. 6. No. 1, pp. 130–138. (In Russian).
23. Shcheboleva E.G., Rudchenko V.M. Architecture of the province. *Istoriya russkogo iskusstva*. 2011. Vol. 14, pp. 165–259. (In Russian).
24. Yukhneva E.D. Peterburgskie dokhodnye doma. Ocherki iz istorii byta. Neizvestnye fakty i novye podrobnosti [Petersburg apartment houses. Essays from the history of everyday life. Unknown facts and new details]. Moscow: Tsentrpoligraf. 2021. 496 p.
25. Klimenko Yu.G. Komissiya o stroenii Moskvy. Arkhitekturnye yubilei. Kalendar’ pamyatnykh dat 2012–2016 [Commission on the structure of Moscow. Architectural anniversaries. Calendar of memorable dates 2012–2016]. Moscow: Izdatel’skii dom Rudentsovykh. 2012, pp. 123–125.
26. Kuznetsov D.I. Betankur [Betancourt]. Moscow: Vechе. 2013. 480 p.
27. Sementsov S.V. St. Petersburg at the end of the XIX century: spontaneous development or preservation of traditions of the ensemble solution of the urban environment. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2017. No. 6 (65), pp. 55–64. (In Russian).
28. Sharlygina K.A. Experience of reconstruction of historical residential buildings of St. Petersburg. St. Petersburg: Petropolis. 2019. 136 p.
29. Golovina S.G. Architectural and structural features of residential buildings in St. Petersburg of the second half of the XVIII century. *Gradostroitel’stvo i arkhitektura*. 2020. Vol. 10. No. 2, pp. 71–77. (In Russian).
30. Ulitsky V.M., Shashkin A.G., Shashkin K.G. Geotechnical support of urban development. Saint Petersburg: «Stroiizdat Severo-Zapad», «Georekonstruktsiya». 2010. 551 p.

References

1. Sementsov S.V. Formation of the principles of preservation of the architectural and urban heritage of St.

УДК 699.82

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-102-107>

А.Д. ЖУКОВ, канд. техн. наук (lj211@yandex.ru),
С.И. БАЖЕНОВА, канд. техн. наук (sofia.bazhenova@gmail.com),
И.В. СТЕПИНА, канд. техн. наук (sudeykina@mail.ru)

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

Оценка адгезионной прочности гидроизоляционной системы

Эффективным видом защиты бетона подземных сооружений от увлажнения и повреждения водными растворами, содержащими агрессивные химические вещества, является гидрофобизация поверхности конструкционного материала. Как правило, изоляционная система включает гидроизоляционный материал, а также материалы промежуточного слоя. Важным фактором долговечности изоляционной системы является совместная работа каждого из ее элементов и материала основания. Цель исследований, изложенных в статье, – разработка методов оптимизации технологии обустройства ремонта гидроизоляционных покрытий подземных сооружений. В основу исследований положена методика определения адгезионной прочности гидроизоляционного покрытия, основанная на определении силы сцепления при отрыве изоляционных слоев. Разработана алгебраическая модель зависимости адгезионной прочности гидроизоляционного материала от состава модифицированного вяжущего и влажности поверхности основания и осуществлена ее экспериментальная проверка. Дана оценка влияния на гидроизоляционное покрытие шероховатости и трещиноватости поверхности основания. Установлены значения параметров, определяющих оптимальные прочностные характеристики.

Ключевые слова: гидроизоляция, гидравлическое вяжущее, полимерная добавка, адгезионная прочность, структура поверхности, влажность.

Для цитирования: Жуков А.Д., Баженова С.И., Степина И.В. Оценка адгезионной прочности гидроизоляционной системы // *Жилищное строительство*. 2023. № 9. С. 102–107. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-102-107>

A.D. ZHUKOV, Candidate of Science (Engineering) (lj211@yandex.ru),
S.I. BAZHENOVA, Candidate of Science (Engineering) (sofia.bazhenova@gmail.com),
I.V. STEPINA, Candidate of Science (Engineering) (sudeykina@mail.ru)

National Research Moscow State University of Civil Engineering (26, Yaroslavl Highway, Moscow, 129337, Russian Federation)

Evaluation of Waterproofing Systems's Adhesive Strength

Hydrophobization of the surface of the structural material is an effective type of protection of concrete of underground constructions from moistening and damage by water solutions containing aggressive chemical substances. As a rule, the insulation system includes waterproofing material as well as intermediate layer materials. An important factor of durability of the insulation system is the joint work of each of its elements and the base material. The purpose of the research described in the article was the development of methods to optimize the technology of arrangement of repair of waterproofing coatings of underground structures. The research is based on the methodology of determining the adhesive strength of waterproofing coating, based on the determination of the adhesion force at the detachment of insulation layers. The algebraic model of dependence of adhesive strength of waterproofing material on the composition of modified binder and moisture content of the base surface has been developed and its experimental verification has been carried out. The influence of the roughness and cracking of the sedimentation surface on the waterproofing coating has been evaluated. The values of parameters determining the optimum strength characteristics have been established.

Keywords: waterproofing, hydraulic binder, polymer additive, adhesion strength, surface structure, humidity.

For citation: Zhukov A.D., Bazhenova S.I., Stepina I.V. Evaluation of waterproofing systems's adhesive strength. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2023. No. 9, pp. 102–107. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-9-102-107>

В современных условиях, когда городская инфраструктура быстро развивается и увеличивается количество подземных сооружений, технологии изоляции, ремонта и реставрации конструкций становятся все более востребованными [1–3]. При реализации гидроизоляционных систем конструкций, заглубленных и контактирующих с грунтом, учитывают: тип грунта и

уровень грунтовых, в том числе паводковых вод, глубину залегания сооружения и материалы, из которых сооружение возведено, а также размеры сооружения и конструктивные решения.

Процессы, происходящие в строительных конструкциях, контактирующих с грунтом, и вызывающие их повреждение, возникают во многих случаях

из-за воздействия воды. Влага, проникая в поры, частично растворяет кристаллические частицы. В результате этого сцепление между кристаллами нарушается или ослабевает, а это, в свою очередь, ведет к снижению прочности материала. В условиях отрицательной температуры капельная жидкость замерзает в трещинах, порах и капиллярах и образующийся лед способствует раздвижке трещин и деградации свойств материала. Эти явления характерны для бетонных (или железобетонных) конструкций, а также для кладки из керамического кирпича, контактирующих с грунтом [4–6].

Различают виды влаги, вызывающие влагонасыщение конструкций: влага, попадающая в капиллярные поры материала с паровоздушной смесью и конденсирующаяся в этих порах за счет факторов поверхностного натяжения; конденсат, образующийся на поверхности конструкции и за счет капиллярных и сорбционных явлений проникающий в тело материала; атмосферная влага; эксплуатационная, а также грунтовая влага. В обводненных грунтах подземных сооружений, а также при высоком уровне грунтовых вод, под влиянием капиллярного напора и градиента концентраций влага перемещается по капиллярам или же всасывается капиллярами ограждающих конструкций, а также проникает через стыки отдельных элементов этих конструкций [7–9].

В результате увлажнения конструкций в наибольшей степени проявляются такие проблемы, как: коррозия бетонных, железобетонных и металлических конструкций зданий; разрушение кирпичной кладки; коррозия закладных деталей, арматуры; промерзание ограждающих элементов; могут возникать биоповреждения, а также возможно непосредственное подтопление объектов. Исходя из конструктивных характеристик объекта и эксплуатационных требований к этим объектам, а также в зависимости от степени и агрессивности воздействия различных видов влаги осуществляется выбор способов и средств защиты сооружений от воды [10, 11].

Защита сооружений от грунтовой влаги реализуется следующими способами. Для устранения обводненности сооружений и для отвода поверхностной влаги устраивают дренажные системы. Для предотвращения доступа воды к сооружению устраивают противодиффузионные завесы и экраны, а также противонапорную гидроизоляцию. Для прерывания капиллярного потока в ограждающих конструкциях устраивают противокapиллярную гидроизоляцию, как правило отсечки из рулонных гидроизоляционных материалов на негниющей основе с применением пропитки из модифицированного битума. Могут использоваться также полимерные мембраны и профилированные гидроизоляционные мембраны (типа

Плантер). На стыках отдельных элементов конструкций устраивают дополнительную герметизацию с применением гидрошпонок, эластичных герметиков, бесшовной гидроизоляции [12, 13].

Как показывает практика, протечки в основном появляются в местах расположения швов, включая стыки и сопряжения строительных конструкций, швы бетонирования, технологические сейсмо- и противоосадочные швы. Другая часть приходится на фильтрацию воды через саму конструкцию, особенно в том случае, если конструкция выполнена с нарушением технологии, с дефектами и не соответствует требуемой марке по водонепроницаемости [14]. Практически все швы подвержены динамическим либо температурным воздействиям. Это приводит к их расширению/сжатию, что предполагает выполнение работ по следующим этапам. Во-первых, герметизируется сам шов с применением специальных видов герметиков, имеющих высокую адгезию к материалу основания и поддерживающих возможные деформации. Во-вторых, устраивают сплошную гидроизоляцию по всей поверхности конструкции, контактирующей с грунтом, через которую возможна фильтрация влаги. Для изоляции поверхностей в настоящее время применяют в основном оклеечную и обмазочную гидроизоляцию. Имеется положительный опыт применения бесшовных изоляционных оболочек на основе водостойких и водонепроницаемых полимерных, в том числе высокопористых, материалов. При необходимости гидроизоляции изнутри помещения используется гидроизоляция инъектированием (в тело конструкции) или с выходом на ее внешнюю поверхность. Во всех случаях необходима предварительная подготовка основания и восстановление поврежденных участков, т. е. ремонтные мероприятия.

Цель исследований – разработка методов оптимизации технологии обустройства ремонта гидроизоляционных покрытий подземных сооружений, изготовленных из конструкционного бетона (железобетона).

Эксперимент и результаты диагностики состояния бетона

Эффективным видом защиты бетона подземных сооружений от увлажнения и повреждения водными растворами, содержащими агрессивные химические вещества, является гидрофобизация поверхности конструкционного бетона (железобетона) гидроизоляционными материалами на основе гидравлического вяжущего. Подобные материалы имеют высокую адгезию к материалу основания, одинаковую кристаллическую структуру и близкие физические свойства (коэффициент теплового расширения и сжатия) с бетоном основания. Материалы имеют высокую прочность при сжатии – до 500 МПа и могут

наноситься на подготовленную влажную бетонную поверхность. При правильном выборе материала, подходящего по всем параметрам, установленным с помощью диагностических изысканий, и при соблюдении технологии, обеспечивается надежная гидроизоляция на весь срок службы сооружения.

Оценка состояния поверхности бетона осуществляется следующим образом. Для визуальной оценки проводится тщательный осмотр поверхности бетона с фиксированием наличия на его поверхности раковин, отслоений, износа, других видимых дефектов, в том числе трещин. Для определения глубины коррозионных разрушений бетона и их влияния на коррозию арматуры производится определение глубины нейтрализации бетона.

Глубина нейтрализации бетона определяется колориметрическим методом: выбуренные из тела бетона керны раскалывались и свежесформированная поверхность скола бетона смачивалась 0,1%-м спиртовым раствором фенолфталеина. При увлажнении бетона с $pH > 8,3$ раствором фенолфталеина на нем появляется малиновое окрашивание, при $pH < 8,2$ бетон сохраняет свой первоначальный цвет.

В зависимости от типа конструкции и условий ее эксплуатации, а также времени эксплуатации глубина нейтрализации бетона может изменяться от 2–4 до 20–50 мм, а в отдельных местах (под влиянием дополнительного знакопеременного температурного воздействия) – до 100 мм.

По результатам химических анализов можно сделать вывод о коррозионных процессах, происходящих в бетоне подземных сооружений. Установлено, что наибольшему выщелачивающему действию подвергается бетон, контактирующий с проточной водой. Речная вода обладает высокой степенью агрессивности по растворимости извести, а низкое значение общей жесткости вызывает выщелачивание извести из бетона. В подобных конструкциях имеет место коррозия бетона первого и второго видов.

Проведенные испытания по определению адгезии на сцепление при растяжении осуществлялись с использованием прибора DYNA. С помощью бурения производился отбор неполного (частичного) образца диаметром 50 мм, проходящего сквозь границу раздела между гидроизоляционным материалом и бето-

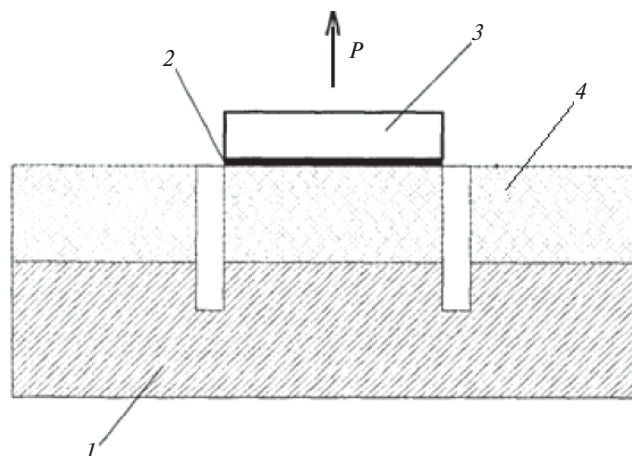


Рис. 1. Схема испытания на отрыв: 1 – бетон основания конструкции; 2 – быстросхватывающийся полиэпоксидный клей; 3 – металлический диск; 4 – гидроизоляционный (ремонтный) материал; P – направление растяжения (приложения нагрузки, генерируемой прибором)

Fig. 1. Tear-off test scheme: 1 – concrete of the structure base; 2 – fast setting polyepoxy adhesive; 3 – metal disk; 4 – waterproofing (repair) material; P – direction of stretching (application of load generated by the device)

ном. К поверхности крепился с помощью полиэпоксидной смолы круглый металлический диск. Когда полиэпоксид достигал достаточной прочности, к диску с помощью испытательной установки прилагалось усилие на отрыв (рис. 1).

Приложение нагрузки производилось с постоянной скоростью до тех пор, пока не происходило разрушение. Разделив разрушающую нагрузку на площадь поперечного сечения цилиндрического образца, можно получить прочность при растяжении. Важно при этом учитывать тип разрушения и то, в каком месте оно произошло, поскольку непосредственной мерой адгезионной прочности могут считаться только те разрушения, которые происходят на границе раздела материалов. При этом значения прочности при разрушении, произошедшем в гидроизоляционном материале или в бетоне, представляют собой нижние предельные оценки адгезионной прочности. При оценке метода испытаний использован целый ряд разнообразных систем гидроизоляции и методов подготовки поверхности.

Основными компонентами гидроизоляционного покрытия являются гидравлическое вяжущее (портландцемент), синтетическая смола и мелкий запол-

Таблица 1
Table 1

Условия проведения двухфакторного эксперимента
Conditions of the two-factor experiment

Наименование фактора	Математический символ	Среднее значение	Интервал варьирования	Значения на уровнях	
				-1	+1
Расход полимерного компонента (добавка акрила), %	X_1	2,5	1,5	1	4
Влажность поверхности, %	X_2	4	3	1	7

нитель. В эксперименте, условия проведения которого представлены в табл. 1, исследовалось влияние на адгезионную прочность (Y) двух факторов: расход добавки акрила (акриловой поликонденсируемой смолы) в минеральном гидроизоляционном материале (X_1) и влажность поверхности основания (X_2). Гидроизоляционные материалы наносились на бетонную поверхность, а затем по истечении 28 сут проводились испытания их прочности сцепления с основанием при растяжении.

Обработка результатов эксперимента, осуществленная в программе Statistika, позволила получить модель (алгебраический полином или функцию двух переменных), связывающую адгезионную прочность с варьируемыми в эксперименте факторами. Доверительный интервал (Δb), характеризующий ошибку эксперимента и рассчитываемый по критерию Стьюдента, был равен 0,14 МПа. Все коэффициенты, меньшие доверительного интервала, принимались незначимыми и приравнивались к нулю. В окончательном виде модель имела следующий вид:

$$Y = 2,41 + 1,18X_1 + 0,42X_2 - 0,23X_2^2. \quad (1)$$

Согласно полученной математической модели значения адгезионной прочности при растяжении (при отрыве) являются функцией расхода полимерного компонента (добавка акрила, %) и влажности поверхности основания. Наиболее значимым фактором является расход полимерной добавки (коэффициент при X_1 и равный 1,18).

Влияние влажности основания неоднозначно: при малых и средних значениях влажности адгезионная прочность возрастает, но при значениях, превышающих некоторый средний уровень, прочность адгезии начинает снижаться (коэффициент при X_2 , равный

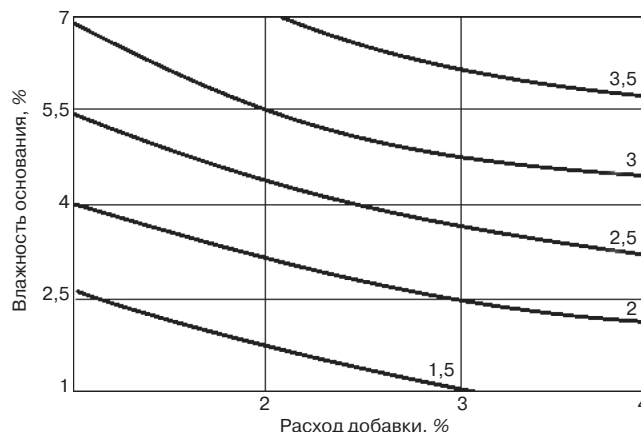


Рис. 2. Графическая интерпретация модели $U(X_1, X_2)$. Зависимость прочности адгезии покрытия (МПа) от расхода добавки акрила и влажности основания

Fig. 2. Graphical interpretation of the model $U(X_1, X_2)$. Dependence of coating adhesion strength (MPa) on acrylic additive consumption and substrate humidity

0,42, при X_2^2 равен минус 0,22). Это связано с тем, что когда поверхность основания имеет низкую влажность, то впитывание поверхностью влаги и снижение влажности твердеющего гидроизоляционного материала на основе гидравлического вяжущего может приводить к дефициту влаги при гидратации, а следовательно, к возникновению внутреннего отрицательного давления и усадке твердеющего материала. Это, в свою очередь, снижает прочность адгезионных контактов. По мере увеличения влажности основания в интервале, установленном в условиях эксперимента, факторы отрицательного влияния уменьшаются, а прочность адгезии увеличивается. При влажности основания более 7% возможно увеличение влаги в контактной зоне, соответственно повышение пористости контактной зоны гидроизоляционного материала и снижение прочности.

Таблица 2
Table 2

Расчетные и экспериментальные значения адгезионной прочности
Calculated and experimental values of adhesion strength

№ п/п	Значения факторов, %		Адгезионная прочность, МПа		Δ , %*
	Расход добавки	Влажность основания	Расчетная Y	Экспериментальная R_d	
1	4	7	3,78	3,71	1,9
2	4	4	3,59	3,64	1,4
3	4	1	2,94	2,88	2
4	2,5	7	2,6	2,66	2,3
5	2,5	4	2,41	2,34	2,9
6	2,5	1	1,76	1,82	3,4
7	1	7	1,42	1,37	3,5
8	1	4	1,23	1,27	3,3
9	1	1	0,58	0,6	3,5

Примечание. * $\Delta = \left| \frac{Y - R_d}{Y} \right| \times 100$.

Графическая интерпретация модели (1) представлена на рис. 2. Используя полученную систему поверхностей, равную адгезионной прочности, можно прогнозировать изменения этой прочности при варьировании значениями факторов – расходом полимерной добавки и влажностью основания.

Чтобы определить оптимальный интервал влияния влажности на адгезионную прочность, использован метод аналитической оптимизации [6]. Если рассматривать полученную модель (1) как алгебраическую функцию двух переменных, то к этой функции мы можем применить методы математического анализа, и в частности определения локального экстремума функции двух переменных по X_2 :

$$\frac{\partial Y}{\partial X_2} = 0,42 + 0,16X_1 = 0 \rightarrow X_2 = \frac{0,42}{0,46} = 0,91. \quad (2)$$

В натуральном виде влажность основания определим с помощью табл. 1:

$$W_0 = 4 + 0,91 \cdot 3 = 6,6 - 6,8\%.$$

Проверка сопоставимости результатов осуществляется следующим образом. По номограмме (рис. 1) определяем значения отклика по заданным значениям факторов. Далее проводим контрольные серии экспериментов и получаем фактические результаты. Определяем разницу между расчетными и опытными значениями (табл. 2) и делаем вывод о достоверности полученных данных.

Разница между расчетными и экспериментальными значениями адгезионных прочностей для различных условий эксперимента составляет 1,4–3,5% (средняя 2,7%), что вполне соответствует требуемому уровню точности при проведении эксперимента по изучению свойств гидроизоляционных покрытий.

Важными для величины адгезионной прочности является шероховатость и трещиноватость поверхности основания, но эти параметры сложно использовать в качестве варьируемых факторов, так как практически невозможно соблюсти условия непре-

рывности значений варьируемых факторов во всей области их измерения (от -1 до +1) и их воспроизводимость (способ измерения). Важными факторами, влияющими на адгезию гидроизоляционного материала, является способ нанесения гидроизоляционного покрытия и условия набора прочности.

Долговечность изоляционной системы к материалу основания зависит не только от величины адгезионной прочности на расчетный период твердения, а также от толщины слоя и условий (вызревания), при которых гидроизоляционное покрытие набирает прочность, но и от надежности адгезионных контактов и изменения (упрочнение или деградация) свойств во времени. Это во многом определяется наличием и условиями работы слоев сцепления.

Заключение

Процессы, происходящие в строительных конструкциях и вызывающие деградацию их свойств, а также последующее их разрушение, возникают в том числе из-за механических нагрузок и воздействия воды и могут значительно углубляться при совместном воздействии этих факторов. В результате увлажнения проявляются проблемы, связанные с коррозией; снижаются теплоизолирующие свойства конструкции, а следовательно, усугубляется опасность ее промерзания. Возможны повреждения, связанные с биологическим воздействием, в частности появление плесени, особенно они проявляются на внутренних поверхностях влажных конструкций.

Один из эффективных способов защиты конструкций, контактирующих с грунтом, в том числе и заглубленных в грунт сооружений, – наружные гидроизоляционные системы на основе гидравлического вяжущего, модифицированного полимерами. Аналогичные им составы могут использоваться при ремонте поверхностей сооружений из бетона, железобетона, а также бетонов, армированных полимерными материалами.

Список литературы

1. Жуков А.Д., Бессонов И.В., Богомолова Л.К., Иванова Н.А., Говряков И.С. Вспененные полимеры в системах изоляции конструкций, возводимых на проблемных грунтах // *Строительные материалы*. 2020. № 6. С. 54–58. DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2020-781-6-54-58>
2. Жуков А.Д., Тер-Закарян К.А., Бессонов И.В., Семенов В.С., Старостин А.В. Системы изоляции каркасных коттеджей // *Academia. Архитектура и строительство*. 2019. № 1. С. 122–127. DOI: <https://doi.org/10.22337/2077-9038-2019-1-122-127>
3. Федосов С.В., Румянцева В.Е., Коновалова В.С., Евсяков А.С., Касьяненко Н.С. Моделирование

References

1. Zhukov A.D., Bessonov I.V., Bogomolova L.K., Ivanova N.A., Govryakov I.S. Foamed polymers in insulation systems for structures built on problematic soils. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2020. No. 6, pp. 54–58. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2020-781-6-54-58>
2. Zhukov A.D., Ter-Zakaryan K.A., Bessonov I.V., Semenov V.S., Starostin A.V. Insulation systems for frame cottages. *Academia. Arkhitektura i Stroitel'stvo*. 2019. No. 1, pp. 122–127. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.22337/2077-9038-2019-1-122-127>
3. Fedosov S.V., Romyantseva V.E., Konvalova V.S., Evsyakov A.S., Kasyanenko N.S. Modeling of mass

- динамики массопереноса в процессах жидкостной коррозии цементных бетонов с учетом явления кольматации // *Строительные материалы*. 2020. № 6. С. 27–32. DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2020-781-6-27-32>
4. Ter-Zakaryan K.A., Zhukov A.D., Bobrova E.Yu., Bessonov I.V., Mednikova E.A. Foam polymers in multifunctional insulating coatings. *Polymers*. 2021. 13 (21). 3698. DOI: [10.3390/polym13213698](https://doi.org/10.3390/polym13213698)
 5. Ter-Zakaryan K.A., Zhukov A.D., Bessonov I.V., Bobrova E.Y., Pshunov T.A., Dotkulov K.T. Modified polyethylene foam for critical environments. *Polymers*. 2022. 14. 4688. DOI: [10.3390/polym14214688](https://doi.org/10.3390/polym14214688)
 6. Zhukov A., Stepina I., Bazhenova S. Ensuring the durability of buildings through the use of insulation systems based on polyethylene foam. *Buildings*. 2022. 2 (11). 1937. DOI: [10.3390/buildings12111937](https://doi.org/10.3390/buildings12111937)
 7. Shitikova M.V., Bobrova E.Yu., Popov I.I., Zhukov A.D. Energy efficiency technical thermal insulation. *International Multi-Conference on Industrial Engineering and Modern Technologies*. 2019. No. 8934917. DOI: [101109/FarEastCon.2019.8934917](https://doi.org/10.101109/FarEastCon.2019.8934917)
 8. Sokova S., Smirnova N. Reliability assessment of waterproofing systems of buildings underground parts. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Vol. 365. No. 052028. DOI: [10.1088/1757-899X/365/5/052028](https://doi.org/10.1088/1757-899X/365/5/052028)
 9. Сокова С.Д., Смирнова Н.В. Технология надежной гидроизоляции подземных конструкций эксплуатируемых зданий // *Бюллетень строительной техники*. 2019. № 11 (1023). 2019. С. 64–65.
 10. Король Е.А., Сокова С.Д., Смирнова Н.В. Формирование критериев оценки эффективности гидроизоляционных систем // *Бюллетень строительной техники*. 2020. № 4 (1028). С. 60–61.
 11. Сокова С.Д., Смирнова Н.В. Комплексная защита подземных конструкций при эксплуатации // *Недвижимость: экономика, управление*. 2019. № 3. С. 42–44.
 12. Касьянов В.Ф., Сокова С.Д., Калинин В.М. Мероприятия, повышающие эксплуатационную стойкость подземной гидроизоляции зданий // *Естественные и технические науки*. 2015. № 10 (88). С. 394–396.
 13. Астафьева Н.С., Попов Д.В., Фомина Ю.А., Якупова Г.И. Защита подземных частей зданий и сооружений от воздействия подземных вод // *Региональное развитие*. 2014. № 3–4. С. 202–205.
 14. Барашкова П.С. Гидроизоляция подвалов от грунтовых вод и капиллярной влаги // *Актуальные проблемы гуманитарных и естественных наук*. 2016. № 9–1. С. 245–247.
- transfer dynamics in the processes of liquid corrosion of cement concretes with due regard for the phenomenon of colmatation. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2020. No. 6, pp. 27–32. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2020-781-6-27-32>
4. Ter-Zakaryan K.A., Zhukov A.D., Bobrova E.Yu., Bessonov I.V., Mednikova E.A. Foam polymers in multifunctional insulating coatings. *Polymers*. 2021. 13 (21). 3698. DOI: [10.3390/polym13213698](https://doi.org/10.3390/polym13213698)
 5. Ter-Zakaryan K.A., Zhukov A.D., Bessonov I.V., Bobrova E.Y., Pshunov T.A., Dotkulov K.T. Modified polyethylene foam for critical environments. *Polymers*. 2022. 14. 4688. DOI: [10.3390/polym14214688](https://doi.org/10.3390/polym14214688)
 6. Zhukov A., Stepina I., Bazhenova S. Ensuring the durability of buildings through the use of insulation systems based on polyethylene foam. *Buildings*. 2022. 2 (11). 1937. DOI: [10.3390/buildings12111937](https://doi.org/10.3390/buildings12111937)
 7. Shitikova M.V., Bobrova E.Yu., Popov I.I., Zhukov A.D. Energy efficiency technical thermal insulation. *International Multi-Conference on Industrial Engineering and Modern Technologies*. 2019. No. 8934917. DOI: [101109/FarEastCon.2019.8934917](https://doi.org/10.101109/FarEastCon.2019.8934917)
 8. Sokova S., Smirnova N. Reliability assessment of waterproofing systems of buildings underground parts. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Vol. 365. No. 052028. DOI: [10.1088/1757-899X/365/5/052028](https://doi.org/10.1088/1757-899X/365/5/052028)
 9. Sokova S.D., Smirnova N.V. Technology of reliable waterproofing of underground structures of exploited buildings. *Byulleten' stroitel'noj tekhniki*. No. 11. Iss. 1023. 2019, pp. 64–65. (In Russian).
 10. Korol E.A., Sokova S.D., Smirnova N.V. Formation of the evaluation criteria of the waterproofing systems effectiveness. *Byulleten' stroitel'noj tekhniki*. 2020. No. 4. Iss. 1028, pp. 60–61. (In Russian).
 11. Sokova S.D., Smirnova N.V. Integrated protection of underground structures in operation. *Nedvizhimost': ekonomika, upravlenie*. 2019. No. 3, pp. 42–44. (In Russian).
 12. Kasyanov V.F., Sokova S.D., Kalinin V.M. Measures increasing the exploitation resistance of the underground waterproofing of the buildings. *Estestvennye i tekhnicheskie nauki*. 2015. No. 10, Iss. 88, pp. 394–396. (In Russian).
 13. Astafieva N.S., Popov D.V., Fomina Yu.A., Yakupova G.I. Protection of underground parts of buildings and structures from the impact of groundwater. *Regional'noe razvitie*. 2014. No. 3–4, pp. 202–205. (In Russian).
 14. Barashkova P.S. Waterproofing of basements from groundwater and capillary moisture. *Aktual'nye problemy gumanitarnykh i estestvennykh nauk*. 2016. No. 9–1, pp. 245–247. (In Russian).

Как подготовить к публикации научно-техническую статью



Журнальная научно-техническая статья – это сочинение небольшого размера (до пяти 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 пять 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 2020 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 графическом редакторе Adobe Illustrator и сохранен в форматах *.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 https://journal-cm.ru/images/Начинающему_автору.pdf

Подробнее можно ознакомиться с требованиями на сайте издательства <http://rifsm.ru/page/7/> или журнала www.journal-hc.ru/index.php/ru/avtoram



ГеоСпецТехнология

ГеоСпецТехнология

Проектирование и строительство
геотехнических сооружений



- Подпорные стены и ограждение котлованов
- Укрепление грунтов
- Укрепление склонов и откосов
- Устройство свайных оснований
- Усиление фундаментов
- Противофильтрационные завесы (горизонтальные и вертикальные)



+7 800 250 94 50
sales@geospt.ru



® акционерное общество

НЬЮ ГРАУНД

С нами строить легко!

• Строительство

- подземные парковки
- гидротехнические сооружения
- новые территории

- Усиление фундаментов и оснований
- Геомассив
- Выполнение работ на объектах культурного наследия
- Усиление грунтов и оснований на мерзлых грунтах
- Проектирование подземных частей зданий и сооружений

подземный паркинг

ограждение котлованов

стена в грунте

закрепление грунтов

Контакты:
614081, г. Пермь,
ул. Кронштадтская, д. 35
тел.: +7 (342) 236-90-70 (многоканальный)
+7 (342) 236-90-64
Office@new-ground.ru
www.new-ground.ru

Москва (495) 643-78-54
Ижевск (3412) 56-62-11
Казань (843) 296-66-61
Нижний Новгород (831) 410-68-66
Уфа (917) 378-07-48
Самара (912) 059-30-83
Краснодар (861) 240-90-82

Ростов-на-дону (863) 311-36-36
Крым (978) 939-38-33
Санкт-Петербург (812) 923-48-15
Тюмень (3452) 74-49-75
Екатеринбург (912) 059-30-83
Красноярск (391) 203-68-20
Новосибирск (383) 286-12-83