



ISSN 0044-4472

**1-2'2021**

**ЖИЛИЩНОЕ**

# СТРОИТЕЛЬСТВО

научно-технический и производственный журнал

[www.rifsm.ru](http://www.rifsm.ru)

[www.journal-hc.ru](http://www.journal-hc.ru)

издается с 1958 г.





Комитет Торгово-промышленной палаты РФ  
по предпринимательству в сфере строительства

АО «ЦНИИЭП жилища – институт комплексного проектирования  
жилых и общественных зданий» (АО «ЦНИИЭП жилища»)

Объединенная редакция научно-технических журналов  
«Жилищное строительство» и «Строительные материалы»®



# XI Международная научно-практическая конференция «InterConPan-2021: индустриальное домостроение для комплексного развития территорий»

## InterConPan-2021

International Conference of Large-panel Construction

28–30 Июня 2021 г. / June 28–30, 2021

Москва / Moscow



### ТЕМАТИКА:

- Оборудование и технологии для модернизации предприятий индустриального домостроения
- Инновационные строительные системы
- BIM технологии в сборном домостроении
- Современные бетоны, добавки и пигменты
- Архитектурно-планировочные решения
- Решения фасадов и внутренней отделки
- Качественное и энергоэффективное индустриальное строительство
- Комплексное развитие территорий застройки
- Малоэтажное индустриальное строительство

### ПРОГРАММА:

- 1-й день** Пленарное заседание  
Секции: «Архитектура крупнопанельных зданий»;  
«Инновационная технология предприятий индустриального домостроения»;  
«Комплексное развитие территорий»
- 2-й день** Выездная сессия на предприятия индустриального домостроения Москвы и Московской области
- 3-й день** Выездная сессия на объекты строительства Москвы и Московской области

Постоянный спонсор

**PROGRESS GROUP**

Постоянный партнер

**ALLBAU**  
software

К проведению конференции готовятся тематические номера журналов  
«Жилищное строительство» № 5-2021 г. и «Строительные материалы» № 5-2021 г.,  
в которых будут опубликованы основные пленарные и секционные доклады. Представление докладов в виде статей до 20.04.2021 г.

[www.interconpan.ru](http://www.interconpan.ru)

Организационный комитет:

Телефон: +7 (499) 976-20-36, 976-22-08

[kpd-conf@mail.ru](mailto:kpd-conf@mail.ru); [mail@rifsm.ru](mailto:mail@rifsm.ru) [www.rifsm.ru](http://www.rifsm.ru)

Адрес для корреспонденции: 127434, Москва, Дмитровское ш., д. 9, стр. 3, оф. 408, редакция журнала «Жилищное строительство»

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

Издатель: ООО РИФ «СТРОЙМАТЕРИАЛЫ»,  
журнал «Строительные материалы»®  
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)

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)

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

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

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

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

ТИХОНОВ И.Н.,  
д-р техн. наук (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.

1-2'2021

## Нормативная база отрасли

М.К. ИЩУК, О.К. ГОГУА, Х.А. АЙЗЯТУЛЛИН, В.А. ЧЕРЕМНЫХ

Изменения в СП 327.13255800.2017 «Стены наружные с лицевым кирпичным слоем.

Правила проектирования, эксплуатации и ремонта» . . . . . 3

## Малоэтажное строительство

В.В. ШЕВЯКОВ

Распределение температуры в параллельных каналах бытовой печи

при малоэтажном строительстве . . . . . 11

## Сохранение архитектурного наследия

О.С. СУББОТИН

Не преданное забвению архитектурное наследие Краснодара:

утраченное и восстановленное . . . . . 18

А.П. ПИЧУГИН, В.Ф. ХРИТАНКОВ, О.Е. СМИРНОВА,

А.В. ПЧЕЛЬНИКОВ, А.А. ШАТАЛОВ

Реконструкция водогрязелечебницы архитектурного ансамбля

курорта «Озеро Карачи» . . . . . 26

Е.О. ШИРОКОВА

Постмодернизм в архитектуре жилых домов средней этажности

в регионах России . . . . . 34

## Сейсмостойкое строительство

А.В. МАСЛЯЕВ

О безопасности массовых жилых и общественных зданий

при опасных природных воздействиях . . . . . 40

А.В. СОСНИН

Сопоставление допускаемых повреждений железобетонных каркасных зданий

с целью расчетов на сейсмические воздействия . . . . . 50

**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)*

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

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

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

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

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

GAGARIN V.,  
*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)*

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

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

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

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

SUBBOTIN O.,  
*Doctor of Architecture (Krasnodar)*

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

TIKHONOV I.,  
*Doctor of Sciences (Engineering)  
(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 discus-  
sion, 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

**1-2'2021**

## Normative base of the industry

M.K. ISHCHUK, O.K. GOGUA, Kh.A. AIZYATULLIN, V.A. CHEREMNYKH

Changes in SP 327.132555800.2017 «Exterior Walls with a Front Brick Layer.

Rules for the Design, Operation and Repair» ..... 3

## Low-rise construction

V.V. SHEVIAKOV

Temperature Distribution in Parallel Channels of a Household Oven

at Low-Rise Construction ..... 11

## Preservation of architectural heritage

O.S. SUBBOTIN

Architectural Heritage of Krasnodar Not Forgotten: Lost and Restored ..... 18

A.P. PICHUGIN, V.F. KHRITANKOV, O.E. SMIRNOVA,

A.V. PCHELNIKOV, A.A. SHATALOV

Reconstruction of the Balneary of the Architectural Ensemble

of the Resort "Lake Karachi" ..... 26

E.O. SHIROKOVA

Post-Modernism in the Architecture of Medium-Room Residential Buildings

in the Regions of Russia ..... 34

## Anti-seismic construction

A.V. MASLYAEV

About the Safety of Mass Residential and Public Buildings

in Case of Dangerous Natural Influences ..... 40

A.V. SOSNIN

Comparison of Allowed Damages with a Purpose of Calculating Procedures

Used to Design of RC Frame Buildings Loaded by Seismic Forces ..... 50

**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**

УДК 69.04: 693.25

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-3-10>

М.К. ИЩУК, канд. техн. наук (kamkon@yandex.ru), О.К. ГОГУА, канд. техн. наук (gok56@mail.ru),  
Х.А. АЙЗЯТУЛЛИН, магистр (halit915@mail.ru), В.А. ЧЕРЕМНЫХ, магистр (cheremnykh\_v.a@mail.ru)

Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций им. В.А. Кучеренко (ЦНИИСК),  
АО «НИЦ «Строительство» (109428, г. Москва, ул. 2-я Институтская, 6)

## Изменения в СП 327.13255800.2017 «Стены наружные с лицевым кирпичным слоем. Правила проектирования, эксплуатации и ремонта»

*Показаны изменения в СП 327.13255800.2017 «Стены наружные с лицевым кирпичным слоем. Правила проектирования, эксплуатации и ремонта», разработанные на основе проводимых в последнее время исследований. Изменения касаются конструктивных указаний по проектированию наружных многослойных стен и методов их расчета. В новой редакции СП разрешено применение для кладки лицевого слоя кирпича толщиной 85 мм в двухслойных стенах. Армирование кладки, работающей на растяжение при температурно-влажностных воздействиях, рекомендовано выполнять сетками из полимерных композитных материалов наряду со связями между слоями стен. Даны конструктивные указания по опиранию лицевого слоя на стальные кронштейны с регулируемым вылетом консоли и ряд других. Откорректирована методика назначения расчетной температуры кладки, плиты перекрытия для холодного и теплого периодов времени в зависимости от температуры наружного воздуха и солнечной радиации. Предложен метод назначения предельных расстояний между вертикальными температурными швами с учетом армирования кладки по прочности и моменту образования первых трещин с применением диаграмм деформирования.*

**Ключевые слова:** кирпичная (каменная) кладка, наружные многослойные стены, кладка лицевого слоя, гибкие связи, сетки из полимерных композитных материалов, методы расчета, температурно-влажностные воздействия, расстояния между вертикальными деформационными швами, прочность кладки на растяжение, деформации кладки, трещины.

Авторы выражают признательность Ассоциации производителей керамических материалов (АПКМ), концерну «Крост», концерну «Wienerberger» за оказанную помощь при проведении экспериментов.

**Для цитирования:** Ищук М.К., Гогуа О.К., Айзятуллин Х.А., Черемных В.А. Изменения в СП 327.13255800.2017 «Стены наружные с лицевым кирпичным слоем. Правила проектирования, эксплуатации и ремонта» // *Жилищное строительство*. 2021. № 1–2. С. 3–10. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-3-10>

M.K. ISHCHUK, Candidate of Sciences (Engineering) (kamkon@yandex.ru), O.K. GOGUA, Candidate of Sciences (Engineering) (gok56@mail.ru),  
Kh.A. AIZYATULLIN, Master (halit915@mail.ru), V.A. CHEREMNYKH, Master (cheremnykh\_v.a@mail.ru)  
Research Institute of Building Constructions named after V.A. Koucherenko (TSNIISK) JSC Research Center of Construction  
(6, 2-nd Institutskaya Street, Moscow, 109428, Russian Federation)

### Changes in SP 327.13255800.2017 «Exterior Walls with a Front Brick Layer. Rules for the Design, Operation and Repair»

The article shows the changes included in SP 327.13255800.2017 «Exterior walls with a front brick layer. Rules for the design, operation and repair». The changes are based on recent research. The changes relate to the design guidelines for the design of external multi-layer walls and their calculation methods. In the new version of SP, it is allowed to use the front layer of bricks with a thickness of 85 mm in two-layer walls. The reinforcement of masonry that works on tension under temperature and humidity influences is recommended to be performed with meshes of polymer composite materials along with ties between the layers of walls. Design instructions are given for the support of the front layer on steel brackets with adjustable console overhang and a number of others. Corrected the method of assigning the calculated temperatures of masonry, floor slabs for cold and warm periods of time, depending on the temperature of the outside air and solar radiation. A method is proposed for setting the maximum distances between vertical temperature joints, taking into account the strength of masonry reinforcement and the moment of formation of the first cracks using deformation diagrams.

**Keywords:** brick masonry, exterior multi-layer walls, masonry of the front layer, flexible ties, meshes made of polymer composite materials, calculation methods, temperature and humidity effects, distances between vertical expansion joints, tensile strength of masonry, masonry deformations, cracks.

The authors express their gratitude to the Association of manufacturers of ceramic materials (APCM), the concern “Krost”, the concern “Wienerberger” for their assistance in conducting experiments.

**For citation:** Ishchuk M.K., Gogua O.K., Aizyatullin Kh.A., Cheremnykh V.A. Changes in SP 327.13255800.2017 «Exterior walls with a front brick layer. Rules for the design, operation and repair». *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 1–2, pp. 3–10. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-3-10>

Изменения в СП 327.13255800.2017 «Стены наружные с лицевым кирпичным слоем. Правила проектирования, эксплуатации и ремонта» внесены в соответствии с Планом разработки и утверждения сводов правил и актуализации ранее утвержденных строительных норм и правил, сводов правил на 2020 г., утвержденных приказом Минстроя России от 31.01.20 г. № 50/пр.

При подготовке изменений учтены результаты научно-исследовательских работ, в том числе выполненных за последние два-три года.

### **Расширение области применения сеток из полимерных композитных материалов и кирпича толщиной 85 мм**

Проводимые в НИЦ «Строительство» [1–7 и др.] исследования позволили расширить применение сеток из полимерных композитных материалов для связей между слоями (рис. 1, 2). Достоинством таких связей по сравнению с металлическими является их низкая теплопроводность.

Преимуществом связей из сеток является их более надежная анкеровка в горизонтальные растворные швы кладки по сравнению с известными связями из полимерных композитных материалов в виде стержней.

К недостаткам относится ограничение на применение связей из композитных материалов в несущих и самонесущих стенах при их размещении в слое утеплителя или в воздушной прослойке вследствие относительно низкой огнестойкости таких стен. Их применение допускается только в ненесущих стенах с поэтажным опиранием лицевого слоя в уровне перекрытий [6, 7].

Надежность связей-сеток для крепления кладки лицевого слоя толщиной 120 мм в двухслойных стенах показана в работе [5] и в трехслойных стенах в работах [1, 3, 4 и др.].

В трехслойных стенах с плитным утеплителем возникает необходимость располагать сетки в горизонтальных стыках утеплителя, идущих, как правило, с шагом 0,6 м. В этом случае возможно устройство между сетками дискретных связей, проходящих сквозь утеплитель. При заливочных утеплителях такая проблема отсутствует. Оптимальным является применение сеток для связей в двухслойных стенах [2, 4, 5].

Полимерную композитную арматуру целесообразно использовать не только в качестве связей между слоями наружных стен, но и в качестве арматуры для кладки слоев взамен стальных сеток [8, 9 и др.]. Достоинством такой арматуры является низкий коэффициент линейного расширения, что особенно важно для кладки лицевого слоя из керамического кирпича, коэффициент линейного расширения которой в два раза ниже, чем у стали.

Лучшими показателями обладает арматура из углепластика, имеющая более высокий модуль упру-

гости и прочность по сравнению с широко распространенными сетками из стекло- и базальто-пластика.

Для продольного армирования кладки рекомендовано использовать сетки с размером ячейки 25×25 мм, которые могут одновременно служить и связями между слоями. Армирование кладки лицевого слоя отдельными стержнями не допускается в связи с возможностью их проскальзывания в растворных швах.

Применение для кладки лицевого слоя кирпича толщиной 85 мм вместо 120 мм позволяет существенно снизить затраты на производство кирпича, транспортировку и кладку из него, снизить нагрузку на каркас и фундаменты.

Экспериментальные исследования кладки из крупноформатных керамических камней с лицевым слоем из клинкерного кирпича толщиной 85 мм на действие вертикальной нагрузки и на сдвиг слоев относительно друг друга [2] показали надежность анкеровки тонкого лицевого слоя сетками из жестких стеклопластиковых связей. Предельное состояние наступало, как правило, вследствие среза вдоль пустот камня (рис. 2), а когда перемещения при сдвиге при разрушении достигали нескольких сантиметров, происходил разрыв сетки по шву между слоями (рис. 2, b, c). Вырыв сетки из растворного шва не наблюдался.

Крепление кладки лицевого слоя толщиной менее 120 мм требует особой тщательности и не каждые связи, апробированные для слоев толщиной 120 мм, подходят для этого. Так, в работе [10] приведены результаты испытаний на вырыв связей из растворного шва кладки толщиной 65 мм. Авторы указали на низкую несущую способность узла анкеровки гибких стальных связей (рис. 3).

С целью обеспечения устойчивости лицевого слоя нами рекомендовано применение кирпича толщиной менее 120 мм (но не менее 85 мм) только в двухслойных стенах. В трехслойных стенах для обеспечения устойчивости тонкого лицевого слоя требуется устройство подсистемы по типу вентфасадов.

### **Корректировка методов расчета кладки на растяжение и назначения расстояний между вертикальными деформационными швами при температурно-влажностных воздействиях**

В ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко начиная с 2015 г. ведутся наблюдения за деформациями и развитием трещин в кладке трехслойных стен с гибкими связями с учетом совместной работы с железобетонной плитой в зависимости от температуры наружного воздуха и солнечной радиации (рис. 4) [11, 12].

В работе латвийских авторов [13] приведены результаты натурных наблюдений за шириной раскрытия трещин в наружных стенах из керамического кирпича. Показано, что раскрытие трещин связано

с изменением температуры наружного воздуха, в то время как изменение влажности воздуха практически не оказало влияния.

В работах [14, 15], выполненных специалистами СПбПУ им. Петра Великого, приведены результаты натурных наблюдений температуры кладки лицевого слоя с учетом солнечной радиации. Там же проведены лабораторные исследования одностороннего замораживания кладки на гибких связях [16].

Заслуживает серьезного внимания цикл работ по многослойным стенам авторов статьи [17].

На основе анализа приведенных выше и ряда других работ авторами статьи были проведены численные исследования [18–21 и др.], что позволило тщательнее проанализировать причины дефектов и аварий наружных стен с лицевым слоем из каменной кладки, уточнить влияние изменения температуры кладки по ее толщине, в том числе вследствие воздействия солнечной радиации.

На основе проведенных исследований откорректированы существующие и разработаны новые методы расчета.

#### Назначение температуры кладки наружных стен и плиты перекрытия при расчете на температурные воздействия

Температура кладки лицевого слоя  $\Delta t_c$  при определении растягивающих усилий, возникающих в нем в холодное время года, определяется как разность температуры воздуха в холодное время года  $t_{ec}$  и температуры возведения кладки в теплое время года  $t_{ow}$ , определяемых по СП 20.13330:

$$\Delta t_c = t_{ec} - t_{ow} \quad (1)$$

При назначении температуры лицевого слоя  $\Delta t_c$  учитывают воздействие солнечной радиации на стены, подверженные прямому воздействию солнечных лучей. В холодное время года средняя по толщине лицевого слоя температура на внешней поверхности повышается, что приводит к снижению горизонтальных растягивающих напряжений. В то же время возникает перепад температуры по толщине слоя, ведущий к некоторому изгибу кладки из плоскости и повышению уровня горизонтальных растягивающих напряжений. Влияние солнечной радиации на величину горизонтальных растягивающих напряжений учитывается коэффициентом условий работы  $m_{c,с}$ , равным 1,15.

Температура возведения кладки в теплое время года  $t_{ow}$  принимается по формулам СП 20.13330 как



Рис. 1. Испытания гибких связей из стеклокомпозитных сеток на вырыв из растворяющих швов кладки [1, 3]  
Fig. 1. Testing of flexible ties made of glass-composite meshes for breaking out of mortar joints of masonry [1, 3]

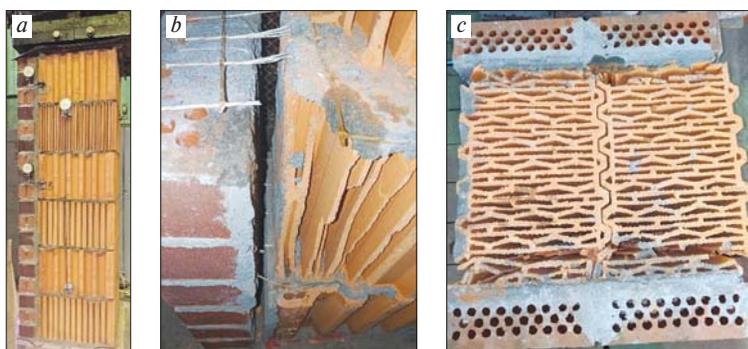


Рис. 2. Проверка надежности анкеровки связей из стеклопластиковых сеток в кладку лицевого слоя толщиной 85 мм [2]: а – в несущих стенах при приложении нагрузки к внутреннему слою из керамических камней; б – при сдвиге слоев по вертикали; с – при сдвиге слоев по горизонтали  
Fig. 2. Checking the reliability of anchoring links from fiberglass meshes in the masonry of the front layer with a thickness of 85 mm: a – in load-bearing walls when applying a load to the inner layer of ceramic stones; b – when shifting layers vertically; c – when shifting layers horizontally

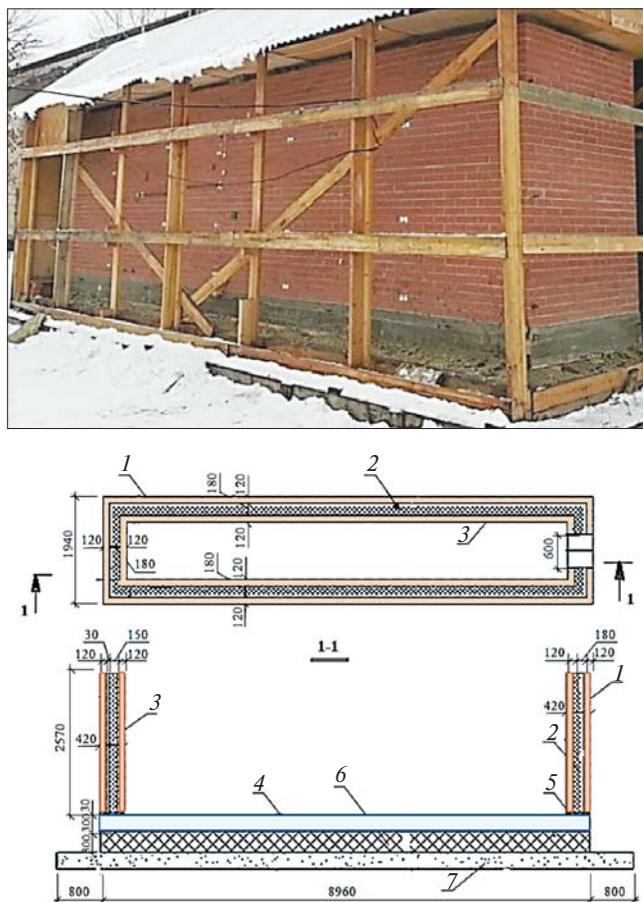


Рис. 3. Проверка надежности анкеровки связей из стальных стержней в кладку лицевого слоя толщиной 65 мм [10]  
Fig. 3. Checking the reliability of anchoring ties from steel rods in the masonry face layer 65 mm thick [10]

температура замыкания конструкции в теплое время года.

Температура кладки лицевого слоя  $\Delta t_w$  при определении растягивающих усилий, возникающих в нем в теплое время года, определяется как разность температуры воздуха в теплое время года  $t_{ew}$  и температуры возведения кладки  $t_{oc}$ .

При определении  $\Delta t_w$  принимают, что кладку лицевого слоя ведут при среднесуточной температуре наружного воздуха не менее 5°C либо в холодное время года в тепляках. Требование по ведению кладки при положительной температуре позволяет снизить расчетный перепад температуры  $\Delta t_w$  и таким образом



**Рис. 4.** Модель здания с наружными трехслойными стенами для наблюдения за деформациями и развитием трещин в кладке лицевого слоя при температурно-влажностных воздействиях [11, 12]: 1 – лицевой слой из керамического кирпича; 2 – утеплитель с воздушной прослойкой; 3 – внутренний слой из керамических камней; 4 – ж.б. плита; 5 – растворный шов; 6 – утеплитель; 7 – песок

**Fig. 4.** Model of a building with external three-layer walls for monitoring deformations and development of cracks in the masonry of the front layer under temperature and humidity influences [11, 12]: 1 – a ceramic brick face layer; 2 – insulation with air layer; 3 – an inner layer of ceramic stones; 4 – reinforced concrete slab; 5 – solution suture; 6 – insulation; 7 – sand

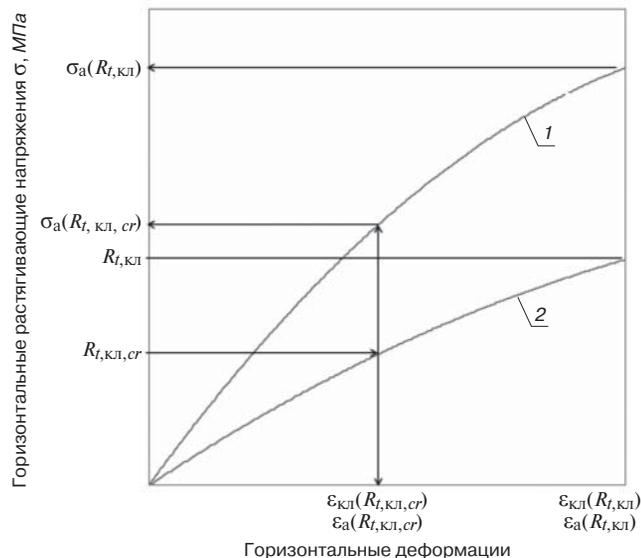
уровень растягивающих напряжений в кладке и в расположенных на углах стен гибких связях.

Температура кладки лицевого слоя при расчете горизонтальных растягивающих напряжений в теплое время года и усилий в гибких связях, расположенных на углу стен, определяется как разность температуры воздуха в теплое время года  $t_{ew}$  без учета воздействия солнечной радиации для стен, не подверженных прямому воздействию солнечной радиации, и температуры возведения кладки в холодное время года  $t_{oc}$ :

$$\Delta t_w = t_{ew} - t_{oc} \quad (2)$$

Температура возведения кладки в холодное время года  $t_{oc}$  принимается не менее 5°C.

Для стен, подверженных прямому воздействию солнечной радиации, учитывают перепад температу-



**Рис. 5.** Диаграммы горизонтальных деформаций арматуры (1) и кладки (2)

**Fig. 5.** Diagrams of horizontal deformations of masonry (1) and reinforcement (2)

ры по толщине кладки лицевого слоя введением коэффициента условий работы  $m_{с,вр}$ , равного 1,1.

При оценке растягивающих напряжений в кладке лицевого слоя в холодное время года для части плиты и кладки внутреннего слоя, находящихся внутри помещения, температура  $\Delta t_{с,плит}$  задается как разность температуры внутри помещения в эксплуатационный период  $t_i$  и температуры возведения в теплое время  $t_{ow}$  по формуле:

$$\Delta t_{с,плит} = \gamma_f \cdot (t_i - t_{ow}) \quad (3)$$

При оценке растягивающих напряжений в кладке лицевого слоя в теплое время года и усилий в расположенных на углах связях для части плиты и кладки внутреннего слоя, находящихся внутри помещения, температура  $\Delta t_{w,плит}$  задается как разность температуры внутри помещения в эксплуатационный период  $t_i$  и температуры возведения в теплое время  $t_{oc}$  по формуле:

$$\Delta t_{w,плит} = \gamma_f \cdot (t_i - t_{oc}) \quad (4)$$

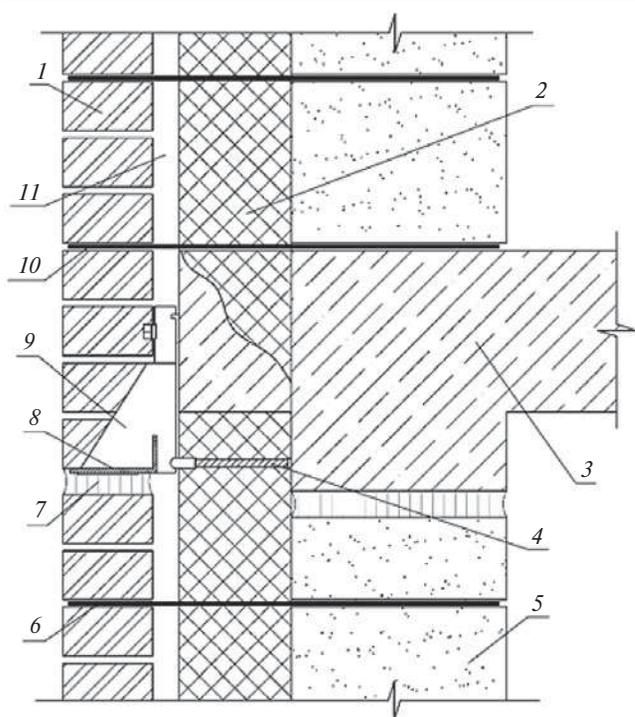
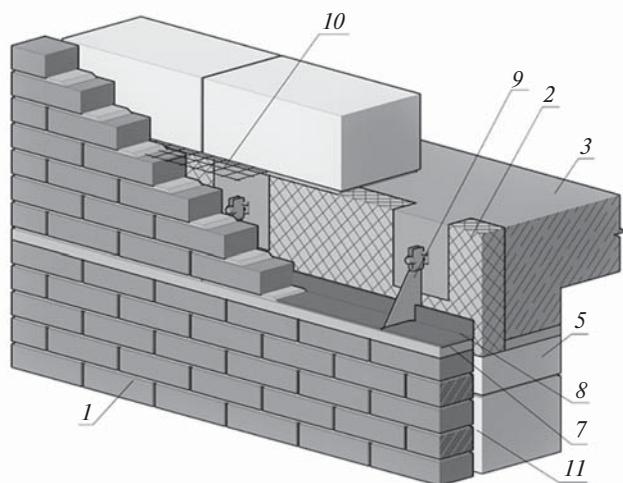
В расчетах влажностные деформации  $\xi(sh)$  задают с помощью эквивалентной температуры  $T(sh)_{экр}$ , вычисляемой по формуле:

$$T(sh)_{экр} = \xi(sh) / \alpha_r \quad (5)$$

где  $\alpha_r$  – коэффициент линейного расширения кладки.

#### Назначение расстояний между вертикальными деформационными швами в кладке лицевого слоя

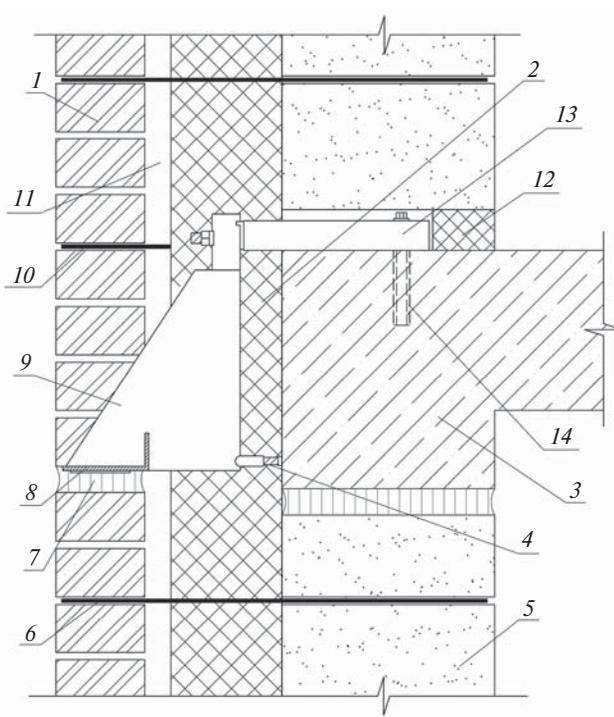
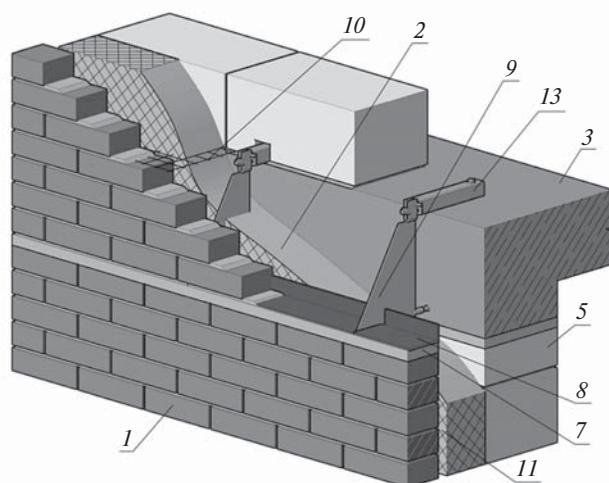
Расстояния между вертикальными деформационными швами в лицевом слое трехслойных стен следу-



**Рис. 6.** Наружная трехслойная стена с лицевым слоем, опирающимся на кронштейны из коррозионно-стойкой стали заводского изготовления: 1 – лицевой слой; 2 – утеплитель; 3 – монолитная железобетонная плита перекрытия; 4 – регулировочный болт; 5 – внутренний слой; 6 – гибкие связи; 7 – горизонтальный деформационный шов; 8 – опорный уголок из коррозионно-стойкой стали; 9 – кронштейн из коррозионно-стойкой стали; 10 – сетка; 11 – воздушный зазор

**Fig. 6.** External three-layer wall with the front layer supported by brackets made of factory-made corrosion-resistant steel: 1 – front layer; 2 – insulation; 3 – monolithic reinforced concrete slab; 4 – adjustment bolt; 5 – inner layer; 6 – flexible ties; 7 – horizontal deformation seam; 8 – support corner made of corrosion-resistant steel; 9 – bracket made of corrosion-resistant steel; 10 – mesh; 11 – air gap

ет назначать из соблюдения условий не превышения прочности кладки лицевого слоя, связей и анкерных узлов на растяжение напряжениями и усилиями от температурно-влажностных воздействий, либо назначать конструктивно в соответствии с табл. 33.1 СП 15.13330. Расчет выполняется как для холодного времени года, так и для теплого. Учитывается нагрев кладки вследствие солнечной радиации в зависимо-



**Рис. 7.** Наружная трехслойная стена с лицевым слоем, опирающимся на кронштейны из коррозионно-стойкой стали заводского изготовления с регулируемым вылетом кронштейна: 1 – лицевой слой; 2 – утеплитель; 3 – монолитная железобетонная плита перекрытия; 4 – регулировочный болт; 5 – внутренний слой; 6 – гибкие связи; 7 – горизонтальный деформационный шов; 8 – опорный уголок из коррозионно-стойкой стали; 9 – кронштейн из коррозионно-стойкой стали; 10 – сетка; 11 – воздушный зазор; 12 – пенополистирол; 13 – регулируемая по горизонтали консоль из коррозионно-стойкой стали; 14 – втулка с резьбой, привариваемая к арматурному каркасу

**Fig. 7.** External three-layer wall with a face layer supported by brackets made of factory-made corrosion-resistant steel with adjustable bracket overhang: 1 – front layer; 2 – insulation; 3 – monolithic reinforced concrete slab; 4 – adjusting bolt; 5 – inner layer; 6 – flexible ties; 7 – horizontal deformation seam; 8 – support corner made of corrosion-resistant steel; 9 – bracket made of corrosion-resistant steel; 10 – mesh; 11 – air gap; 12 – polystyrene; 13 – horizontally adjustable console made of corrosion-resistant steel; 14 – threaded bushing welded to the reinforcement frame

сти от ориентации фасадов также для теплого и холодного времени года.

Расстояния между вертикальными деформационными швами в кладке лицевого слоя не должны превышать значений, определяемых по формуле:

$$L_x \leq N / (\beta \cdot A \cdot E_k \cdot \Delta t \cdot \alpha_{t,кл}) + b, \quad (6)$$

где  $N$  – суммарное значение горизонтальных усилий в кладке и продольной арматуре, определяемое для случая до образования первых трещин:

$$N(R_{t,кл,ср}) = R_{t,кл,ср} \cdot A + \sigma_a(R_{t,кл,ср}) \cdot A_a. \quad (7)$$

Напряжения в арматуре  $\sigma_a(R_{t,кл,ср})$  определяют из условия:

$$\sigma_a(R_{t,кл,ср}) = \varepsilon_a(R_{t,кл,ср}) \cdot E_a, \quad (8)$$

где  $b$  – параметр, равный 1,6 м;  $\beta$  – параметр, равный произведению коэффициентов, характеризующих материал кладки и учитывающих влияние температуры при возведении кладки и температуры плиты перекрытия в эксплуатационный период, а также солнечной радиации, концентрации напряжений на опоре и вблизи проемов;  $A$  – площадь вертикального сечения лицевого слоя, включаемая в работу с плитой перекрытия, принимаемая равной 0,8 м;  $E_k$  – модуль деформаций кладки;  $E_a$  – модуль упругости арматуры.

Расчетные температуры кладки лицевого слоя  $\Delta t$  и открытого торца плиты перекрытия  $\Delta t_{плит}$  назначают в соответствии с формулами (1)–(3).

Расчетную суммарную длину стен фрагментов  $L$  вычисляют для Г-образных фрагментов по формуле:

$$L = L_x + L_y, \quad (9)$$

где  $L_x$  и  $L_y$  – длина стены от угла до деформационного шва соответственно по осям  $X$  и  $Y$ .

### Горизонтальные деформации

Горизонтальные деформации, развивающиеся в кладке лицевого слоя и продольных стержнях арматурных сеток, с нахождением по ним характерных точек могут определяться из построения графиков деформаций (рис. 5).

Горизонтальные деформации  $\varepsilon_{кл}(R_{t,кл,ср})$ , развивающиеся в кладке лицевого слоя на прямолинейных участках между двумя вертикальными температур-

### Список литературы

- Ищук М.К., Айзятуллин Х.А., Гогуа О.К. Исследования связей из полимерных композитных сеток для трехслойной кладки // *Строительные материалы*. 2020. № 9. С. 37–43. DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2020-784-9-37-43>
- Ищук М.К., Гогуа О.К., Айзятуллин Х.А., Черемных В.А. Исследования двухслойной кладки при сдвиге слоев // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2020. № 25. С. 34–43. DOI: <https://doi.org/10.37538/2224-9494>

ными швами определяются при достижении растягивающими напряжениями значения  $R_{t,кл,ср} = 0,6 \cdot R_{t,кл}$ , при котором появляются первые трещины.

Горизонтальные деформации  $\varepsilon_a(R_{t,кл,ср})$ , развивающиеся в продольной арматуре сеток при достижении растягивающими напряжениями значения  $R_{t,кл,ср}$  принимают равными деформациям кладки.

### Конструктивные указания

Расширены примеры конструктивных решений наружных стен, в том числе с опиранием на стальные кронштейны.

В период массовых аварий авторами было предложено отказаться от опирания кладки лицевого слоя на стальные уголки [4 и др.], поскольку большинство аварий с обрушением кладки приходилось на подобные решения. Основным вариантом был предложен узел опирания лицевого слоя на торец плиты перекрытия. С целью контроля за величиной свеса кладки с перекрытия не допускалось его закрытие декоративными элементами. Также не допускалась его облицовка пиленным кирпичом и плиткой вследствие большого количества отслоения такой отделки, а также с целью пресечения попыток сокрытия большого свеса кирпича с плиты.

К настоящему времени качество монолитных конструкций повысилось и появилась возможность требовать соблюдения достаточно жестких допусков по отклонению торца плиты от проектного положения. В этой связи предложено более широко использовать опирание кладки лицевого слоя на кронштейны из коррозионно-стойкой стали заводского изготовления (рис. 6).

Предложены узлы с регулировкой вылета кронштейна (рис. 7). При этом прогиб кронштейна под проектной нагрузкой ограничен 1 мм.

Дано указание, что в двухслойных стенах заполнение зазора между слоями кладочным раствором допускается только при удовлетворении требований положений СП 50.13330.

Ужесточены требования к марке по морозостойкости для кирпича пустотностью выше 13%.

### References

- Ishchuk M.K., Aizyatullin Kh.A., Gogua O.K. Research of ties from polymer composite meshes for three-layer masonry. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2020. No. 9, pp. 37–43. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2020-784-9-37-43>
- Ishchuk M.K., Gogua O.K., Aizyatullin Kh.A., Cheremnykh V.A. Researches of double-layer masonry under shear layers. *Vestnik NITs «Stroitel'stvo»*. 2020. No. 25, pp. 34–43. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.37538/2224-9494>

3. Степанова В.Ф., Бучкин А.В., Ищук М.К., Грановский А.В. Композитная полимерная сетка для каменной кладки // *Промышленное и гражданское строительство*. 2019. № 11. С. 15–19.
4. Ищук М.К. Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. М.: РИФ «Стройматериалы», 2009. 390 с.
5. Ищук М.К., Ширай М.В. Экспериментальные исследования прочности и деформаций кладки из крупноформатных керамических камней с заполнением пустот утеплителем // *Строительные материалы*. 2012. № 5. С. 93–95.
6. Ищук М.К., Гогуга О.К., Алехин Д.А. и др. Огнестойкость ненесущих наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки на гибких базальтопластиковых связях // *Жилищное строительство*. 2016. № 11. С. 35–37.
7. Ищук М.К., Гогуга О.К., Алехин Д.А. и др. Экспериментальные исследования прочности и деформаций базальтопластиковых связей на вырыв из растворных швов кладки до и после огневого воздействия // *Промышленное и гражданское строительство*. 2016. № 12. С. 49–52.
8. Грановский, А.В., Джамуев, Б.К., Хайрнасов К.З., Ишназаров А.Г. Влияние композитной сетки на прочность кладки при действии нагрузок, моделирующих температурные воздействия // *Промышленное и гражданское строительство*. 2020. № 3. С. 25–30. DOI: <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.03.25-30>
9. Орлович Р.Б., Беспалов В.В., Деркач В.Н. Сжато-изгибаемые каменные стены, армированные композитными материалами // *Инженерно-строительный журнал*. 2018. № 3 (79). С. 112–119. DOI: 10.18720/MCE.79.12
10. Zavalis R., Jonaitis B. Experimental investigation of pull out strength of flexible ties in thin brick veneer layer // *Engineering Structures and Technologies*. 2019. Vol. 11. Issue 4, pp. 114–118. DOI: <https://doi.org/10.3846/est.2019.12055>
11. Ищук М.К., Айзятуллин Х.А., Черемных В.А. Экспериментальные исследования трехслойных каменных стен при температурных воздействиях // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2020. № 25. С. 26–33. DOI: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2\(25\)-26-33](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2(25)-26-33)
12. Ищук М.К. Экспериментальные исследования НДС кирпичной кладки лицевого слоя наружных стен с гибкими связями на температурно-влажностные воздействия // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2018. № 3 (18). С. 61–78.
13. Gusta S., Gruntmanis J., Strausa S., Steinerts A. Significancy of movement joints of masonry walls for buildings being in operation / *18<sup>th</sup> International*
3. Stepanova V.F., Buchkin A.V., Ishchuk M.K., Granovskii A.V. Composite polymer mesh for masonry. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2019. No. 11, pp. 15–19. (In Russian).
4. Ishchuk M.K. Otechestvennyi opyt vozvedeniya zdaniy s naruzhnyimi stenami iz oblegchenoi kladki [Domestic experience in the construction of buildings with external walls of lightweight masonry]. Moscow: Advertising publishing company Stroymaterialy. 2009. 390 p.
5. Ishchuk M.K., Shiray M.V. Strength and deformation of large-size ceramic masonry with filling of voids with heat insulation. *Stroitel'nye Materialy* [Construction Materials]. 2012. No. 5, pp. 93–95. (In Russian).
6. Ishchuk M.K., Gogua O.K., Alechin D.A. Fire resistance of non-bearing walls with face layer of brick masonry with flexible basalt-plastic ties // *Zhilishchnoe Stroitel'stvo*. 2016. No. 11, pp. 35–37. (In Russian).
7. Ishchuk M.K., Gogua O.K., Alechin D.A. Experimental studies of the strength and deformation of basalt-plastic ties for pulling out of mortar joints of masonry before and after exposure to fire // *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2016. No. 12. pp. 49–52. (In Russian).
8. Granovskii A.V., Dzhamuev B.K., Khairnasov K.Z., Ishnazarov A.G. The effect of composite mesh on the strength of masonry under the action of loads that simulate temperature effects. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2020. No. 3, pp. 25–30. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2020.03.25-30>
9. Orlovich R.B., Bepalov V.V., Derkach V.N. Compressed-bent masonry walls reinforced with composite materials. *Magazine of Civil Engineering*. 2018. No. 3, pp. 112–119. (In Russian). DOI: 10.18720/MCE.79.12
10. Zavalis R., Jonaitis B. Experimental investigation of pull out strength of flexible ties in thin brick veneer layer. *Engineering Structures and Technologies*. 2019. Vol. 11. Iss. 4, pp. 114–118. DOI: <https://doi.org/10.3846/est.2019.12055>
11. Ishchuk M.K., Aizyatullin Kh.A., Cheremnykh V.A. Experimental studies of three-layer masonry walls under temperature effects. *Vestnik NITs «Stroitel'stvo»*. 2020. No. 25, pp. 26–33. (In Russian). DOI: [https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2\(25\)-26-33](https://doi.org/10.37538/2224-9494-2020-2(25)-26-33)
12. Ishchuk M.K. Investigation of the stress-strain state of brick veneer of the exterior walls with flexible under temperature-humidity influences. *Vestnik NITs «Stroitel'stvo»*. 2018. No. 3 (18), pp. 61–78. (In Russian).
13. Gusta S., Gruntmanis J., Strausa S., Steinerts A. Significancy of movement joints of masonry walls for buildings being in operation. *18<sup>th</sup> International Scien-*

- Scientific Conference Engineering for Rural Development*. Jelgava. 2019, pp. 1022–1029. DOI: 10.22616/ERDev2019.18.N215.
14. Орлова Н.С., Улыбин А.В., Федотов С.Д. Влияние температурных воздействий на кирпичную облицовку стен. В сборнике: *Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения. Материалы IX научно-практической конференции*. 2018. С. 160–184.
  15. Орлова Н.С., Улыбин А.В., Федотов С.Д. Определение температурных воздействий на кирпичную облицовку фасадов зданий. В сборнике: *Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения. Материалы IX научно-практической конференции*. 2018. С. 185–201.
  16. Зимин С.С., Корсун В.И. Экспериментальные исследования температурных деформаций лицевого слоя многослойных наружных стен при одностороннем замораживании. *Лолейтовские чтения – 150. Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям: Сборник докладов Международной научно-практической конференции, посвященной 150-летию со дня рождения профессора, автора методики расчета железобетонных конструкций по стадии разрушения, основоположника научной школы теории железобетона, основателя и первого заведующего кафедрой железобетонных конструкций Моск. инженерно-строительного института (МИСИ) А.Ф. Лолейта / Под ред. А.Г. Тамразяна. М.: МИСИ–МГСУ, 2018. С. 116–121.*
  17. Деркач В.Н., Демчук И.Е., Орлович Р.Б. Механизм повреждаемости облицовки многослойных каменных стен // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2017. № 3 (54). С. 63–70. DOI: 10.18720/CUBS.54.5
  18. Ищук М.К. Исследование напряженно-деформированного состояния кладки лицевого слоя наружных стен с гибкими связями при температурно-влажностных воздействиях // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2018. № 1. С. 72–76.
  19. Ищук М.К. Новое в проектировании наружных стен с лицевым слоем из каменной кладки // *Жилищное строительство*. 2019. № 1–2. С. 8–13. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2019-1-2-8-13>.
  20. Ищук М.К. Учет совместной работы кирпичной кладки лицевого слоя наружных стен и плиты перекрытия // *Промышленное и гражданское строительство*. 2018. № 6. С. 50–56.
  21. Ищук М.К., Ищук В.Л. Численные исследования прочности и деформаций наружных стен с лицевым слоем из каменной кладки с гибкими связями при температурных воздействиях // *Вестник НИЦ «Строительство»*. 2019. № 2. С. 60–73.
  14. Orlova N.S., Ulybin A.V., Fedotov S.D. Influence of temperature influences on brick wall cladding. *In the collection: Survey of buildings and structures: problems and ways to solve them. Materials of the IX scientific and practical conference*. 2018, pp. 160–184. (In Russian).
  15. Orlova N.S., Ulybin A.V., Fedotov S.D. determination of temperature actions on brick casing of buildings' facades. *In the collection: Survey of buildings and structures: problems and ways to solve them. Materials of the IX scientific and practical conference*. 2018, pp. 185–201. (In Russian).
  16. Zimin S.S., Korsun V.I. Experimental studies of temperature deformations of the front layer of multilayered external walls during unilateral freezing. *Loleita readings – 150. Modern methods of calculation of reinforced concrete and masonry structures limit States: a collection of papers of International scientific-practical conference dedicated to the 150th anniversary of the birth of Professor, author of methods of calculation of reinforced concrete constructions at the stage of destruction, the founder of the scientific school of theory of reinforced concrete, the founder and first head of the Department of reinforced concrete structures Moscow engineering and construction Institute (MISI) A.F. Loleita / Ed. by A.G. Tamrazyan. Moscow: MISI–MGSU. 2018, pp. 116–121. (In Russian).*
  17. Derkach V.N., Demchuk I.E., Orlovich R.B. Mechanism of damage to multi-layer. *Stroitel'stvo unikal'nykh zdaniy i sooruzheniy*. 2017. No. 3 (54), pp. 63–70. (In Russian). DOI: 10.18720/CUBS.54.5
  18. Ishchuk M.K. Investigation of the stress-strain state of masonry of the front layer of external walls with flexible under temperature and humidity influences. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenii*. 2018. No. 1, pp. 72–76. (In Russian).
  19. Ishchuk M.K. New in the design of exterior walls with a face layer of masonry. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo [Housing Construction]*. 2019. No. 1–2, pp. 8–13. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2019-1-2-8-13>
  20. Ishchuk M.K. Accounting for joint work of brick masonry of the facing layer of external walls and floor slabs. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2018. No. 6, pp. 50–56. (In Russian).
  21. Ishchuk M.K., Ishchuk V.L. Numerical studies of the strength and deformations of external walls with a face layer of masonry with flexible under temperature influences. *Vestnik NITs «Stroitel'stvo»*. 2019. No. 2, pp. 60–73. (In Russian).

УДК 683.94

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-11-17>

В.В. ШЕВЯКОВ, канд. техн. наук (shevvladimir@gmail.com)

## Распределение температуры в параллельных каналах бытовой печи при малоэтажном строительстве

*При разработке и построении рациональной печной системы на базе бытовой печи необходимо согласовать характеристики печной трубы и бытовой печи. Для этого надо рассчитать не только газодинамику всей системы и оптимизировать ее, но и построить подробную картину распределения эпюр давлений, как на отдельных участках печи, так и для всей печной системы, с учетом тяги трубы и самотяг отдельных участков печи. Движущей силой газов в печи является тяга трубы и самотяга печи. В любом нагретом вертикальном канале по отношению к температуре наружного воздуха возникает явление, которое традиционно называли тяга для печной трубы и самотяга для участков печи. Тяга и самотяга – это разрежение или напор выражаются в Па. Приведены эпюры давлений в трубе и электрическая эквивалентная схема замещения трубы. В работе дано теоретическое обоснование распределения температуры в параллельных опускающих и подъемных каналах. Получены математические выражения, объясняющие принцип выравнивания температуры в опускающих параллельных каналах. Приведены электрические эквивалентные схемы замещения. Полученные результаты можно рекомендовать при выборе конвективной системы бытовой печи при малоэтажном строительстве.*

**Ключевые слова:** бытовые печи, тяга трубы, самотяга печи, параллельные опускающие и подъемные каналы, распределение давления в печной трубе.

**Для цитирования:** Шевяков В.В. Распределение температуры в параллельных каналах бытовой печи при малоэтажном строительстве // *Жилищное строительство*. 2021. № 1–2. С. 11–17.

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-11-17>

V.V. SHEVIKOV, Candidate of Sciences (Engineering), (shevvladimir@gmail.com)

### Temperature Distribution in Parallel Channels of a Household Oven at Low-Rise Construction

When developing and building a rational furnace system based on a household oven, it is necessary to coordinate the characteristics of the chimney and the household furnace. To do this, it is necessary to calculate not only the gas dynamics of the entire system and optimize it, but also to build a detailed picture of the distribution of pressure plots, both on individual sections of the furnace, and for the entire furnace system, taking into account the pipe draft and upward pull of individual sections of the furnace. The driving force of the gases in the furnace is the pipe draft and the furnace upward pull. In any heated vertical channel in relation to the temperature of the outside air, there is a phenomenon that is traditionally called draft for the chimney and upward pull for the sections of the furnace. Thrust and upward pull – this discharge or head is expressed in units of pressure in Pa. The diagrams of the pressure in the pipe and the electrical equivalent circuit of the pipe replacement are given. The paper provides a theoretical justification for the temperature distribution in parallel downdraft and uptaking channels. Mathematical expressions are obtained that explain the principle of temperature equalization in the downdraft parallel channels. Electrical equivalent substitution schemes are given. The results obtained can be recommended when choosing a convective system of a household oven at low-rise construction.

**Keywords:** household ovens, pipe draft, upward pull of chimney, parallel draft and lifting channels, pressure distribution chimney.

**For citation:** Sheviakov V.V. Temperature distribution in parallel channels of a household oven at low-rise construction. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 1–2, pp. 11–17. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-11-17>

Основным видом отопления во всем мире долгое время были различные печные конструкции, выполненные из кирпича или металла. Но, несмотря на появление в последнее время других способов обогрева помещения, печи до сих пор занимают достаточно большой сегмент в малоэтажном строительстве. А в некоторых случаях они остаются единственным возможным источником тепла. В [1] описана история развития печного отопления в России на протяжении длительного периода времени. Печи, разработанные

и применявшиеся в начале и середине XX в., с учетом особенностей конструкций различных топливников рассмотрены в [2, 3].

Основы расчета и выбора конкретных типовых бытовых печей, утвержденных Госстроем СССР и применяющихся в массовом строительстве, изложены в [4]. В последние 20–30 лет в России работы по дальнейшему исследованию бытовых печей практически прекратились. Расчет и конструирование промышленных печей и котельных установок рас-

смотрены в [5, 6]. Технические подходы при расчете и строительстве промышленных печей, изложенные в этих книгах, могут быть перенесены на бытовые печи. В [7] изложена упрощенная методика теплотехнических расчетов для различных видов топлива. Значительное улучшение конструкции русской печи и конструкции отопительной печи «двухъярусный колпак» представлено в [8].

В [9, 10] печь рассматривалась во взаимодействии с самим отапливаемым помещением. Определено, что теплоустойчивость помещения зависит, с одной стороны, от коэффициента неравномерности теплоотдачи печи, а другой – от коэффициента тепловой инерции самого помещения. Это обстоятельство облегчило внедрение в массовое жилищное строительство печей заводского изготовления с повышенным прогревом стенок, в 2–3 раза более легких.

В связи с газификацией сельской местности в [11] рассмотрены вопросы и приведены примеры перевода печей на жидкое и газообразное топливо. Выработаны рекомендации по переводу на газ существующих отопительных печей малых и средних габаритов.

В [12] рассмотрены процессы и явления, происходящие в дровяных печах, описан механизм горения древесины, систематизированы особенности движения горячих газов и теплообмена в полостях и каналах. Проанализированы топочные процессы, обсуждены конструктивные особенности топливников и конвективных систем применительно к вопросам проектирования, изготовления и эксплуатации. В [13–15] приведены различные конструкции бытовых отечественных печей и методики по их изготовлению.

Существует большое разнообразие бытовых печей, различающихся по схеме движения газов по газоходам печи. В ГОСТ 2127–47 «Печи отопительные теплоемкие. Нормы проектирования» приведена подробная классификация бытовых печей. Для того чтобы рационально выбрать конвективную систему печи, необходимо учитывать распределение эпюр давлений как для отдельных участков печи, так и для всей печной системы с учетом тяги трубы и самотяг печи. Однако эти вопросы даже не ставятся при проектировании печей и недостаточно отражены в тематической литературе.

#### **Тяга трубы и самотяга печи**

Для нормальной работы печи необходимо, чтобы наружный воздух постоянно поступал в топку в зону горения дров, а продукты сгорания выходили из топки, проходили по каналам печи, оставляя в них тепло, и уходили в атмосферу. Тяга трубы и самотяга печи

являются той движущей силой, которая заставляет двигаться газы в печи.

*В любом нагретом вертикальном канале по отношению к температуре наружного воздуха возникает явление, которое традиционно называли тяга для печной трубы и самотяга для участков печи [5].*

Рассмотрим сначала более подробно характеристики трубы. Для этого примем некоторые допущения.

1. Перепад атмосферного давления по высоте печной системы не влияет на процессы горения дров в печи.

2. Перепад атмосферного давления по высоте печной системы можно не учитывать при расчете тяги трубы и самотяг участков печи.

3. Эпюры давлений и разрежений в трубе и во всей печной системе строятся по отношению к атмосферному давлению, принятому за ноль.

4. Печная система замыкается через атмосферу. Из бесконечного объема воздух попадает в печь и через печь опять попадает в бесконечный объем атмосферы.

5. Схему печи можно заменить эквивалентной электрической схемой.

Перепад атмосферного давления в пределах высоты печной системы по сравнению с величиной самого атмосферного давления 100 кПа очень мал. Для 4 м он равен примерно 48 Па. Это всего 0,05% от величины атмосферного давления. Поэтому его в расчетах тяги учитывать не имеет смысла. И его не учитывают. Другой вопрос – влияет ли этот перепад атмосферного давления на процессы горения дров в печи. Например, для печи ПДКШ-2 общая тяга печной системы примерно равна 20–25 Па. А перепад атмосферного давления по высоте 4 м 48 Па. Можно представить холодную печь, которая находится в области какого-то определенного атмосферного давления. Атмосферное давление и распределение атмосферного давления в печи и за пределами печи одинаковы. При этом нет никакого движения воздуха через печь. При горении дров и нагреве трубы и вертикальных участков печи в печной системе возникает суммарное разрежение по отношению к внешней атмосфере и холодный наружный воздух начинает проходить через печь. При этом на изначальную картину распределения атмосферного давления воздуха по высоте внутри печи накладывается распределение тяги и самотяги печной системы, т. е. движущей силой в печной системе является только тяга трубы и самотяга печи. При изменении внешнего атмосферного давления по каким-либо причинам, например погодным, происходит изменение этого атмосферного давления и по высоте печи. Это изменение автоматически происходит и в самой печи.

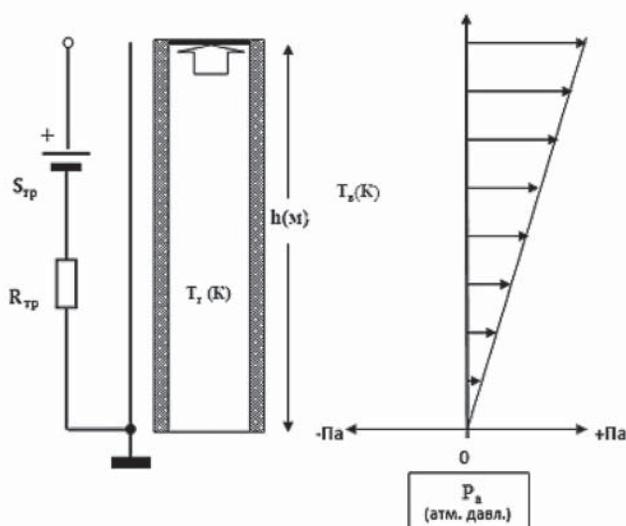


Рис. 1. Распределение повышенного давления в печной трубе  
Fig. 1. Distribution of increased pressure in the chimney

Таким образом изменение атмосферного давления по высоте печной системы никак не влияет на работу печи. Такой подход позволяет упростить процесс расчета и построения эпюр разряжения и давления в печи по отношению к атмосферному давлению, принятому за ноль.

### Статика

Тяга трубы, так же как самотяга в печи, без движения по ней газов, в статике определяется по формуле [16]:

$$S_{\text{тр}} = C \cdot p_0 \cdot h_{\text{тр}} \left( \frac{1}{T_{\text{в}}} - \frac{1}{T_{\text{г}}} \right), \quad (1)$$

где  $S_{\text{тр}}$  – теоретическая тяга дымовой трубы, или разрежение при закрытой задвижке, без учета падения давления на сопротивлении трубы, Па;  $p_0$  – атмосферное давление = 100 кПа;  $h_{\text{тр}}$  – высота дымовой трубы, м;  $C = 0,0342$  (для воздуха).

Поскольку состав дымовых газов в трубе бытовой печи не сильно отличается по составу от воздуха, вместо плотности дымовых газов можно взять плотность воздуха при соответствующей температуре в трубе. Ошибка при этом будет ничтожной [6]:  $T_{\text{в}}$  – температура наружного воздуха, К;  $T_{\text{г}}$  – средняя температура газов в дымовой трубе, К.

Тяга трубы зависит от высоты трубы, от величины атмосферного давления и от разницы температуры между газом в трубе и наружным воздухом. Точность формулы (1) исследована и проверена [16].

На рис. 1 показана печная труба со средней температурой газов  $T_{\text{г}}$  (К), перекрытая сверху задвижкой. В этом случае движения воздуха через трубу нет.

Как видно из рис. 1, в трубе возникает повышенное давление (напор) по отношению к атмосферному

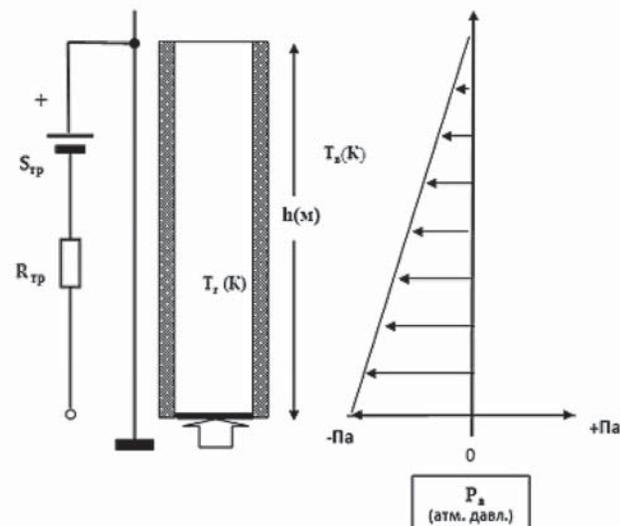


Рис. 2. Распределение пониженного давления в печной трубе  
Fig. 2. The distribution of the reduced pressure in the chimney

давлению. Распределение этого давления по высоте трубы показано на рисунке и определяется по выражению (1).

Трубу можно представить как элемент электрической схемы в виде источника постоянного напряжения с включенным последовательно сопротивлением как аналогом сопротивления печной трубы. На рис. 1 показано замещение печной трубы электрической эквивалентной схемой с источником постоянного напряжения. Для данного случая нижняя часть схемы соединена с общей шиной заземления как аналогом атмосферы.

На рис. 2 представлена печная труба со средней температурой газов  $T_{\text{г}}$  (К), перекрытая снизу задвижкой.

На рис. 2 показано замещение печной трубы электрической эквивалентной схемой с источником постоянного напряжения. Для данного случая верхняя часть схемы соединена с общей шиной заземления как аналогом атмосферы.

Из рис. 1 и 2 видно, что труба с нагретым газом может создавать напор (повышенное давление) или разрежение (тягу) по отношению к атмосферному давлению в зависимости от того, какой ее конец связан с атмосферой.

На рис. 3 представлена печная труба со средней температурой газов  $T_{\text{г}}$  (К). Будем считать, что в трубе установлен нагреватель, который поддерживает среднюю температуру воздуха в трубе  $T_{\text{г}}$  (К) постоянной, независимо от расхода воздуха через трубу.

На рис. 3 показано, что внизу трубы образуется разрежение, вверху напор. Под трубой и над трубой образуется небольшой участок атмосферы, где разрежение и давление переходят в ноль. При наличии

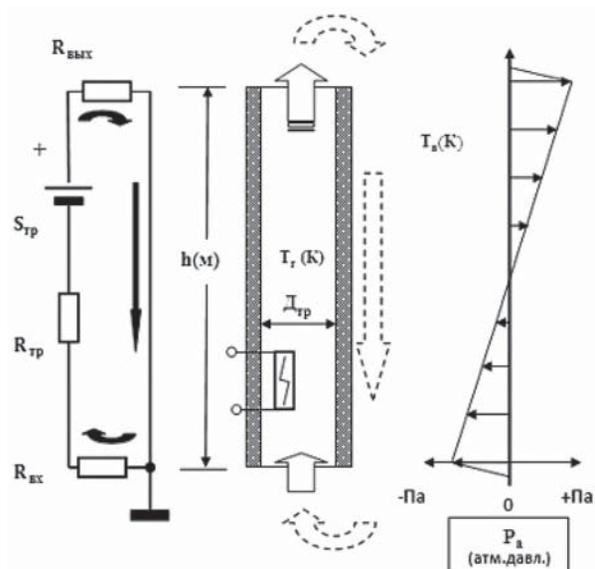


Рис. 3. Распределение давления в печной трубе  
Fig. 3. Distribution of pressure in the chimney

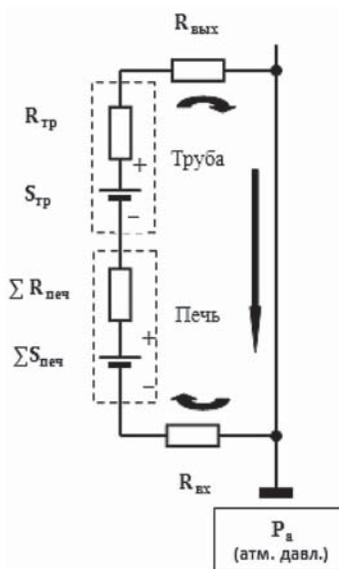


Рис. 4. Эквивалентная схема печной системы  
Fig. 4. Equivalent scheme of the furnace system

чины сопротивлений  $R_{тр}$ ,  $R_{вх}$ ,  $R_{вых}$ ,  $R_{печ}$ , величину тяги трубы и самотяги печи, можно определить реальный расход воздуха через печь [17–19].

Как уже указывалось выше, печная труба работает в составе печной системы и реальные эпюры распределения давлений в печной трубе будут отличаться от эпюр на рис. 3. В общем виде печную систему можно представить как эквивалентную электрическую схему замещения (рис. 4).

### Выводы

В печной трубе с температурой газов выше

в трубе разрежения и напора через трубу начнет проходить наружный воздух.

На рис. 3 показано замещение печной трубы электрической эквивалентной схемой с источником постоянного напряжения. Для данного случая верхняя и нижняя части схемы соединены через сопротивления перехода с общей шиной заземления как аналогом атмосферы. При равенстве сопротивлений перехода  $R_{вх} = R_{вых}$  распределение давления и разрежения в трубе симметрично (рис. 3).

Реально печная труба связана с печью, в которой имеется суммарная самотяга печи и суммарное газодинамическое сопротивление печи. Определив вели-

чины температуры наружного воздуха образуется разрежение или повышенное давление (напор) по отношению к атмосферному давлению в зависимости от места соединения этой трубы с атмосферой.

Величина разрежения или давления прямо пропорциональна высоте трубы и перепаду температуры между газом в трубе и атмосферным воздухом.

### Распределение температуры в параллельных каналах печи

Конвективные системы с параллельными опускающимися каналами впервые были введены в практику строительства печей русским архитектором

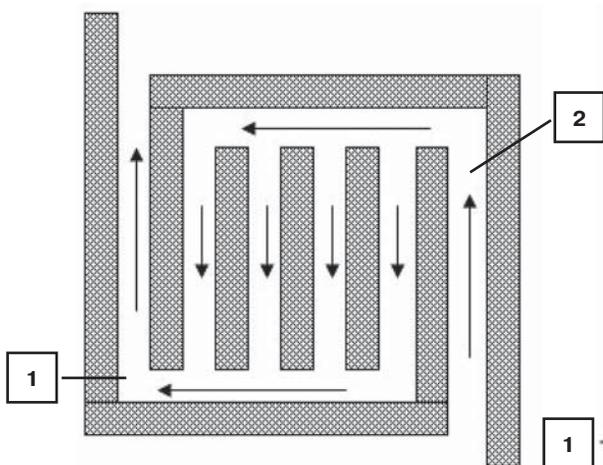


Рис. 5. Конвективная система с параллельными опускающимися каналами  
Fig. 5. Convective system with parallel down channels

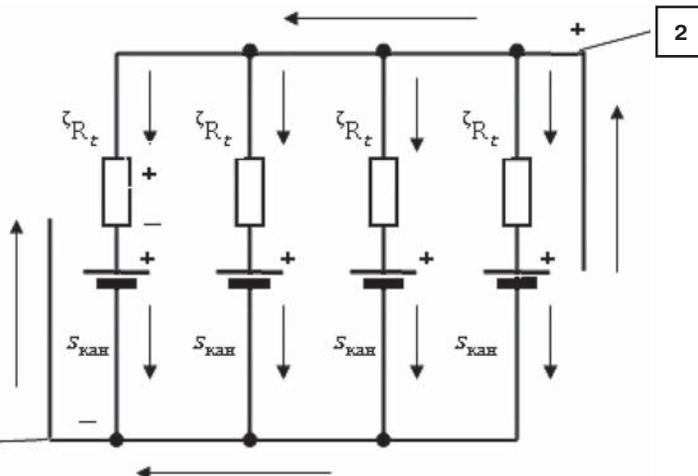


Рис. 6. Эквивалентная схема опускающихся каналов  
Fig. 6. Equivalent scheme of down channels

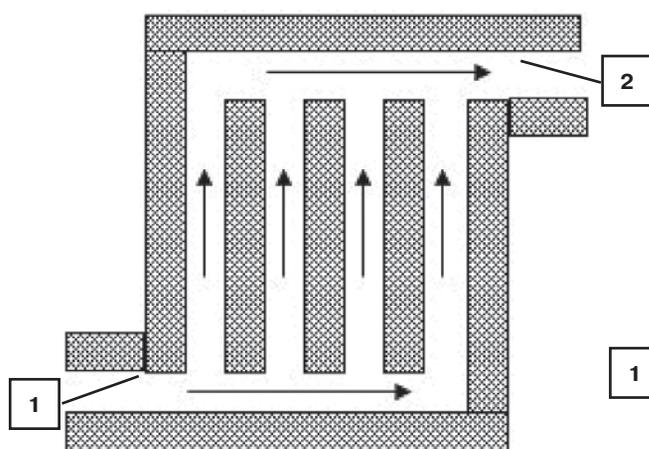


Рис. 7. Конвективная система с параллельными подъемными каналами  
Fig. 7. Convective system with parallel lifting channels

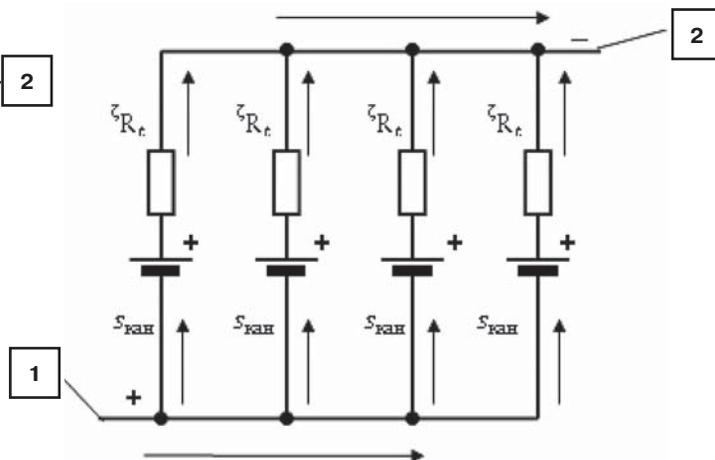


Рис. 8. Эквивалентная схема подъемных каналов  
Fig. 8. Equivalent scheme of lifting channels

И.И. Свиязевым [20]. Такие системы имеют ряд преимуществ перед последовательными конвективными системами и часто применяются при строительстве печей [4]. Преимущество систем с одним подъемным и несколькими опускными параллельными каналами заключается: в меньшем сопротивлении газового тракта, в них размещается большая теплоаккумулирующая масса при одинаковых объемах конвективной зоны; в самопроизвольном равномерном регулировании газовых потоков в опускных каналах [4, 20]. Наиболее удачным решением является конвективная система на рис. 5.

В такой системе выравнивание температуры в каналах происходит при равенстве условий для прохождения газов по каждому из каналов [4]. Необходимо отметить, что существующие объяснения этого явления не связывают с явлением возникновения самотяга в параллельных опускных каналах и с изменением газодинамических сопротивлений этих каналов. Однако именно изменение этих величин и приводит к выравниванию температуры в каналах.

На пути каждого газового потока по своему каналу ему приходится преодолевать три сопротивления: сопротивление входа в канал, сопротивление самого вертикального канала и сопротивление выхода из канала. И кроме того, в канале образуется самотяга, направленная встречно движению газа в канале.

На рис. 6 приведена электрическая эквивалентная схема замещения опускных каналов. Три сопротивления канала заменены на одно суммарное.

Из рис. 6 видно, что при равенстве сопротивлений каналов и равенстве самотяга каналов горячие газы будут равномерно распределяться по каналам.

Величина самотяга каждого канала определяется по формуле (2) и при равенстве длины каналов зависит от температуры газов в каждом канале:

$$S_{\text{кан}} = C \cdot p_o \cdot h_{\text{кан}} \left( \frac{1}{T_B} - \frac{1}{T_T} \right), \text{ Па.} \quad (2)$$

Величина газодинамического сопротивления каждого канала определяется по формуле (3) и при геометрическом равенстве каналов также зависит от температуры газов в канале [17]:

$$\zeta R_t = \zeta \cdot R_0 \cdot K_t, \text{ ГОм,} \quad (3)$$

где  $K_t$  – коэффициент температуры.

На участке опускных каналов между точками 1 и 2 падает давление  $\Delta p_{1-2}$ . При турбулентном движении газов в каналах можно записать [17]:

$$\Delta p_{1-2} = S_{\text{кан}} + \zeta R_t \cdot V_o^2, \text{ Па.} \quad (4)$$

Тогда расход газа через канал:

$$V_o = \sqrt{\frac{\Delta p_{1-2} - S_{\text{кан}}}{\zeta R_t}}, \text{ м}^3/\text{с.} \quad (5)$$

Из выражения (5) видно, что снижение температуры в (каком-либо) канале приводит к уменьшению самотяга канала и снижению величины сопротивления канала. Это приводит к увеличению газового потока через этот канал и к увеличению температуры канала, что в итоге приводит к выравниванию температуры в опускных каналах.

Противоположная (другая) картина наблюдается в параллельных подъемных каналах. На рис. 7 приведена конвективная система с параллельными подъемными каналами.

На рис. 8 приведена эквивалентная схема замещения подъемных каналов.

Из рис. 8 видно, что в каналах образуются самотяги, направленные по движению газа в канале.

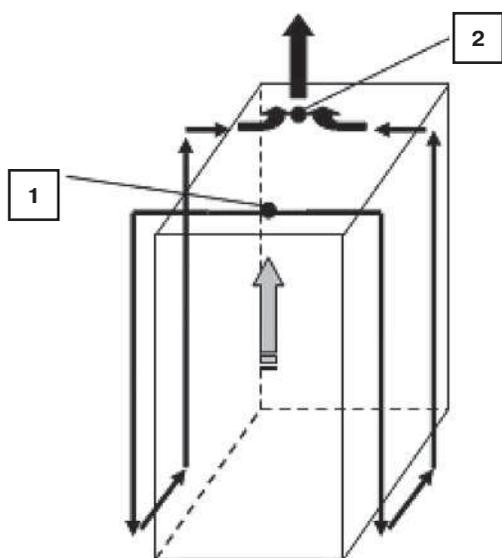


Рис. 9. Конвективная система с параллельными опускаемыми—подъемными каналами

Fig. 9. Convective system with parallel down-lifting channels

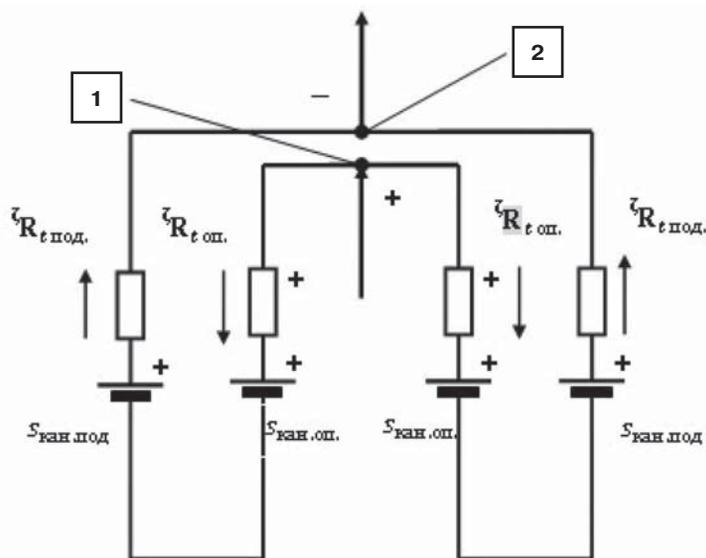


Рис. 10. Эквивалентная схема опускаемых—подъемных каналов:  $\zeta R_{t\text{оп}}$  и  $\zeta R_{t\text{под}}$  — газодинамическое сопротивление опускаемого и подъемного каналов;  $S_{\text{кан.оп}}$  и  $S_{\text{кан.под}}$  — самотяга опускаемого и подъемного каналов

Fig. 10. Equivalent scheme of down-lifting channels:  $\zeta R_{t\text{оп}}$  and  $\zeta R_{t\text{под}}$  — gas-dynamic resistance of the downcast and lifting channels;  $S_{\text{кан.оп}}$  and  $S_{\text{кан.под}}$  — upward pull of the downcast and lifting channels

При турбулентном движении газов в каналах можно записать согласно [17]:

$$\Delta p_{1-2} + S_{\text{кан}} = \zeta R_t \cdot V_0^2, \text{ Па.} \quad (6)$$

Расход газа через канал определяется следующим выражением:

$$V_0 = \sqrt{\frac{\Delta p_{1-2} + S_{\text{кан}}}{\zeta R_t}}, \text{ м}^3/\text{с.} \quad (7)$$

Из полученного выражения (7) видно, что увеличение температуры в подъемном канале приводит к увеличению самотяги канала и к увеличению сопротивления канала, т. е. две составляющие увеличиваются, но их воздействие противоположно.

Самотяга канала увеличивается быстрее, чем сопротивление канала. Однако суммарное воздействие изменения самотяги и сопротивления канала на расход газа через канал и выравнивание температуры в каналах, согласно выражению (7), будет зависеть от их исходных величин и от конструкции канала. Поэтому такие конвективные системы с параллельными подъемными каналами обладают неустойчивостью и их стараются не применять. Для выравнивания температуры можно установить в подъемных каналах дополнительные газодинамические сопротивления и предусмотреть их регулировку.

Интерес представляют конвективные системы с параллельными опускаемыми—подъемными каналами. На рис. 9 приведена такая конвективная система. Такие системы часто применяются в печах средней и большой мощности. На рис. 10 приведена эквивалентная схема замещения.

В такой конструкции в опускаемом канале средняя температура будет выше, чем в подъемном, и при одинаковом геометрическом равенстве каналов его воздействие будет достаточным для выравнивания температуры в параллельных каналах. Для надежности желательно предусмотреть регулировку расхода газов в каждом подъемном канале.

При турбулентном движении газов в каналах можно записать:

$$\Delta p_{1-2} - (S_{\text{кан.оп}} - S_{\text{кан.под}}) = (\zeta R_{t\text{оп}} + \zeta R_{t\text{под}}) \cdot V_0^2, \text{ Па.} \quad (8)$$

Расход газа через канал определяется следующим выражением:

$$V_0 = \sqrt{\frac{\Delta p_{1-2} - (S_{\text{кан.оп}} - S_{\text{кан.под}})}{\zeta R_{t\text{оп}} + \zeta R_{t\text{под}}}}, \text{ м}^3/\text{с.} \quad (9)$$

Из выражения (9) видно, что при снижении температуры в каналах снижается разность самотяг в опускаемом и подъемном каналах и уменьшаются газодинамические сопротивления каналов. Это приводит к увеличению расхода газа через эту цепь и в итоге к нагреву каналов.

### Выводы

Наилучшее выравнивание температуры происходит в конвективной системе с параллельно-опускаемыми каналами.

Конвективная система с параллельно-подъемными каналами обладает температурной неустойчивостью.

Конвективная система с параллельными опускаемыми—подъемными каналами обладает достаточной температурной устойчивостью.

### Список литературы

1. Козлов А.А. История печного отопления в России. М.: АНКО; СПб.: Эксклюзив Стиль, 2017. 164 с.
2. Протопопов В.П. Печное дело. М.-Л.: Государственное научно-техническое издательство строительной индустрии и судостроения, 1934. 280 с.
3. Полтовцев А.Н. Печи и кирпичные calorifеры. Основы устройства, расчет, топка и уход. М.: Мосздравотдел. Строит.-ремонтное отд., 1926. 55 с.
4. Школьник А.Е. Печное отопление малоэтажных зданий. М.: Высшая школа, 1991. 161 с.
5. Эстеркин Р.И. Промышленные котельные установки. Л.: Энергоатомиздат, 1985.
6. Щеголев М.М. Топливо, топки и котельные установки. М.: Госстройиздат, 1953. 546 с.
7. Равич М.Б. Упрощенная методика теплотехнических расчетов. М.: Наука, 1966. 415 с.
8. Подгородников И.С. Бытовые печи. Двухколпачковые. М.: Колос, 1992. 160 с.
9. Семенов Л.А. Теплоустойчивость и печное отопление жилых и общественных зданий. М.: Машстройиздат, 1950. 264 с.
10. Семенов Л.А. Теплоотдача отопительных печей и расчет печного отопления. М.: Стройиздат Наркомстроя, 1943.
11. Соснин Ю.П., Бухаркин Е.Н. Бытовые печи, камины и водонагреватели. М.: Стройиздат, 1985. 368 с.
12. Хошев Ю.М. Дровяные печи. Процессы и явления. М.: Книга и бизнес, 2015. 392 с.
13. Рязанкин А.И. Секреты печного мастерства. М.: Народное творчество, 2004. 360 с.
14. Колеватов В.М. Печи и камины. СПб.: Диамант, 1996. 384 с.
15. Ковалевский И.И. Печные работы. М.: Высшая школа, 1983. 208 с.
16. Шевяков В.В. Исследование свойств дымовой трубы для бытовой печи. Выбор параметров трубы // *Молодой ученый*. 2015. № 17 (97). С. 11–15.
17. Шевяков В.В. Газодинамика бытовой печи. Разработка метода расчета // *UNIVERSUM: Технические науки*. 2015. № 11 (22). <http://7universum.com/ru/tech/archive/item/2771>
18. Нагорский Д.В. Общая методика расчета печей. М.-Л.: АН СССР, 1941. 317 с.
19. Идельчик И.Е. Справочник по гидравлическим сопротивлениям. М.: Машиностроение, 1992.
20. Свиязев И.И. Теоретические основания печного искусства в применении к устройству разных нагревателей, к отоплению и вентиляции зданий. СПб.: Тип. В. Безобразова, 1867. 235 с.
3. Poltavtsev A.N. Pechi i kirpichnye calorifery. Osnovy ustroystva, raschet, topka i ukhod [Furnaces and masonry heaters. Bases for design, calculation, furnace and care]. Moscow: Moszdravotdel. Stroit.-remontnoe otd. 1926. 55 p.
4. Shkolnik A.E. Pechnoe otoplenie maloetazhnykh zdaniy [Furnace heating of low-rise buildings]. Moscow: Vysshaya shkola. 1991. 161 p.
5. Esterkin R.I. Promyshlennye kotel'nye ustanovki [Industrial boiler installations]. Leningrad: Energoatomizdat. 1985.
6. Shchegolev M.M. Topливо, topki i kotel'nye ustanovki [Fuel, furnaces and boiler installations]. Moscow: Gosstroyizdat. 1953. 546 p.
7. Ravich M.B. Uproshchennaya metodika teplotekhnicheskikh raschetov [Simplified method of heat engineering calculations]. Moscow: Nauka. 1966. 415 p.
8. Podgorodnikov I.S. Bytovye pechi. Dvukhkolpachkovye [Household furnaces. Two-Kolpakovy]. Moscow: Kolos. 1992. 160 p.
9. Semenov L.A. Teploustoichivost' i pechnoe otoplenie zhilykh i obshchestvennykh zdaniy [Heat resistance and furnace heating of residential and public buildings]. Moscow: Mashstroyizdat. 1950. 264 p.
10. Semenov L.A. Teplootdacha otopitel'nykh pechei i raschet pechnogo otopleniya [Heat transfer of heating furnaces and calculation of furnace heating]. Moscow: Stroyizdat Narkomstroya. 1943.
11. Sosnin Yu.P., Bukharkin E.N. Bytovye pechi, kaminy i vodonagrevateli [Household stoves, fireplaces and water heaters]. Moscow: Stroyizdat. 1985. 368 p.
12. Hoshev J.M. Drovyanые pechi. Protsessy i yavleniya [Wood stove. Processes and Phenomena]. Moscow: Kniga i biznes. 2015. 392 p.
13. Ryazankin A.I. Sekrety pechnogo masterstva [Secrets of furnace craftsmanship]. Moscow: Narodnoe tvorchestvo. 2004. 360 p.
14. Kolevatov V. M. Pechi i kaminy [Stoves and fireplaces]. Saint Petersburg: Diamant. 1996. 384 p.
15. Kovalevsky I.I. Pechnye raboty [Furnace works]. Moscow: Vysshaya shkola. 1983. 208 p.
16. Shevyakov V.V. Investigation of the properties of a chimney for a household stove. The choice of tube options. *Molodoi uchenyi*. 2015. No. 17 (97), pp. 11–15. (In Russian).
17. Shevyakov V.V. Gas dynamics of a household furnace. Development of the calculation method. *UNIVERSUM: Tekhnicheskie nauki*. 2015. No. 11 (22). (In Russian). <http://7universum.com/ru/tech/archive/item/2771>
18. Nagorsky D.V. Obshchaya metodika rascheta pechei [General method of calculating furnaces]. Moscow-Leningrad: AN SSSR. 1941. 317 p.
19. Idelchik I.E. Spravochnik po gidravlicheskim soprotivleniyam [Handbook of hydraulic resistance]. Moscow: Mashinostroenie, 1992.
20. Sviyazev I.I. Teoreticheskie osnovaniya pechnogo iskusstva v primenenii k ustroystvu raznykh nagrevatelei, k otopleniyu i ventilyatsii zdaniy [Theoretical foundations of furnace art in application to the device of different heaters, to heating and ventilation of buildings]. Saint Petersburg: tipografiya V. Bezobrazova. 1867. 235 p.

### References

1. Kozlov A.A. Istoriya pechnogo otopleniya v Rossii [History of furnace heating in Russia]. Moscow: ANKO; S-P: Eksklyuziv Stil'. 2017. 164 p.
2. Protopopov V.P. Pechnoe delo [Pechnoe delo]. Moscow-Leningrad: State Scientific and Technical Publishing House of the construction industry and Shipbuilding. 1934. 280 p.

УДК 72.03:711.4.025 (470.620)

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-18-25>

О.С. СУББОТИН, д-р архитектуры (subbos@yandex.ru)

Кубанский государственный аграрный университет им. И.Т. Трубилина (350044, г. Краснодар, ул. Калинина, 13)

## Не преданное забвению архитектурное наследие Краснодара: утраченное и восстановленное

*Обозначены основные проблемы, связанные с сохранением и восстановлением памятников архитектурного наследия исследуемого города. Особое внимание уделено идентичности региональной архитектуры и планировочной структуре территории в границах исторического поселения регионального значения. Отмечена важность сохранения архитектурного наследия в деле нравственного воспитания настоящего и будущего поколений. Освещаются вопросы взаимоотношений между различными органами государственной власти и общественностью. Рассмотрены памятники архитектурного наследия, как восстановленные, так и безвозвратно утраченные, а также находящиеся в неудовлетворительном состоянии. Большое значение уделено не только сохранению объектов архитектурного наследия, но и сохранению исторически ценных зданий и сооружений, формирующих историческую среду. Практическая значимость заключается в том, что материалы исследования могут быть использованы в качестве рекомендаций при подготовке программ по сохранению данного наследия.*

**Ключевые слова:** историческая среда, застройка, архитектурный облик, идентичность, наследие, традиции, сохранение, восстановление, потенциал.

**Для цитирования:** Субботин О.С. Не преданное забвению архитектурное наследие Краснодара: утраченное и восстановленное // *Жилищное строительство*. 2021. № 1–2. С. 18–25.

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-18-25>

O.S. SUBBOTIN, Doctor Architecture, (subbos@yandex.ru)

Kuban State Agrarian University named after I.T. Trubilin (13, Kalinina Street, Krasnodar, 350044, Russian Federation)

### Architectural Heritage of Krasnodar Not Forgotten: Lost and Restored

The main problems, associated with the preservation and restoration of monuments of architectural heritage of the city studied, are identified. Special attention is paid to the identity of regional architecture and the planning structure of the territory within the boundaries of a historical settlement of regional significance. The importance of preserving the architectural heritage in the moral education of the present and future generations was noted. The article highlights the issues of relations between various state authorities and the public. Architectural heritage monuments, both restored and irretrievably lost, as well as those in unsatisfactory condition, are considered. Great importance is given not only to the preservation of architectural heritage objects, but also to the preservation of historically valuable city-forming buildings and structures that form the historical environment. The practical significance lies in the fact that the research materials can be used as recommendations in the formation of programs for the preservation of this heritage.

**Keywords:** historical environment, development, architectural appearance, identity, heritage, traditions, preservation, restoration, potential.

**For citation:** Subbotin O.S. Architectural heritage of Krasnodar not forgotten: lost and restored. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 1–2, pp. 18–25. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-18-25>

Среди характерных особенностей исторической памяти, основанной на традиционных концепциях национального зодчества, с точки зрения ценностных ориентаций, вопросов преобразования прошлого в настоящем является сохранение, восстановление, реставрация и реконструкция архитектурно-градостроительного наследия. Несмотря на возросшую урбанизацию, данное наследие на-

глядно отражает идентичность зодчества в контексте подлинных истоков региональной архитектуры, а также ее единство во времени и окружающем пространстве на протяжении длительных этапов развития общества.

Поэтому ведущая роль в решении актуальных и значимых задач, представляющих особую ценность в русле исторического прошлого, по праву принад-

лежит проблеме бережного сохранения уникальных произведений архитектуры, градостроительства, монументального и ландшафтного искусства, как в отдельности, так и в органической взаимосвязи между собой. Это является важным инструментом устойчивого развития национального историко-культурного потенциала для настоящего и будущего поколений.

Вместе с тем одной из трудных и часто неразрешимых архитектурно-планировочных проблем современного градостроительства является совмещенная композиционная гармонизация элементов прошлого, настоящего и будущего при формировании художественного облика города [1].

Как сохранившиеся и восстановленные памятники архитектурного наследия, так и оставшиеся только в памяти человечества, подкрепленные положительными эмоциями, позволяют в полной мере определить их историческое значение и большую ценность в формировании среды жизнедеятельности городского или сельского поселения. Наряду с этим культурные символы, воплощенные в произведениях мастеров своего времени, также олицетворяют собой пространственную гармонию указанных поселений.

Региональная идентичность архитектуры Краснодарского края формируется на основе ряда факторов: природно-климатических особенностей местности; традиций и обычаев многонационального народа, проживающего на данной территории; различных аспектов историко-культурного наследия и многого другого. Согласно данным Единого государственного реестра объектов культурного наследия народов Российской Федерации, на территории Краснодара расположено около трехсот памятников архитектуры.

Большая часть объектов архитектурного наследия Краснодара находится в границах территории исторического поселения города. Часть ценных объектов архитектурного наследия была безвозвратно утеряна, а восстановление и реставрация отдельных объектов неразрывно связаны с послевоенными годами Великой Отечественной войны (1941–1945 гг.), когда было положено начало возрождению уникальных архитектурных творений профессионалов и народных мастеров. Следует особо отметить, что во время оккупации города фашистскими войсками в центральной части Краснодара были взорваны или полностью разрушены большинство административных и общественных зданий, а также сильно пострадал жилой фонд.

Иногда последствия урбанистической дискуссии общества способствовали трансформации архитектурных объектов прошлого в современные здания или сооружения, что соответственно отражалось на

силуэтном восприятии городского пространства, и не всегда в лучшую сторону.

Характеризуя в целом градостроительную ситуацию и архитектурный облик войскового града Екатеринодара (с 1920 г. – г. Краснодар) конца XIX – начала XX в., следует особо выделить его классическую ортогональную планировочную структуру, сложенную из равнозначных кварталов, а также формирующие улицы фасады ценных градоформирующих зданий, объектов архитектурного наследия и народного зодчества (рис. 1).

На планах Екатеринодара вышеназванного периода хорошо прослеживаются общие черты в архитектурно-пространственной системе города. К центральной площади, где были расположены Александро-Невский собор и различные административные и общественные здания, шли правильно спланированные улицы. В архитектурно-строительных традициях отмечаются оригинальные композиционные решения зданий и сооружений с интересными архитектурными деталями, с использованием выразительных средств в формировании образности объектов.

В архитектурной композиции центральной части города отмечается «человеческий масштаб»: жилые и общественные здания строили двухэтажными, изредка трехэтажными. В большинстве своем екатеринодарские особняки были с фланкированными ризалитами, подчеркивающими изысканность архитектурного объекта, а также с высокими окнами и колоннами, которые находились на центральной улице Красной и на близлежащих, параллельных с ней улицах: Бурсаковской (Красноармейская), Борзиковской (Коммунаров), Котляровской (Седина), Рашпилевской, Псполитакинской (Октябрьская). Данные здания возводили из красного необработанного кирпича. При выборе строительных материалов чаще всего отдавали предпочтение керамической плитке зеленого или бирюзового цвета.

В 1888 г. на перекрестке улиц Екатерининской (Мира) и Котляровской были возведены Царские ворота – триумфальные ворота, через которые должен был проехать император Александр III со своим августейшим семейством.

Триумфальная арка опиралась на боковые прочные устои, поднимающиеся вверх и оканчивающиеся четырьмя башенками со шпицами, увенчанными золочеными двуглавыми орлами – символами великой Российской империи. Верхние части башен и пояс, проходящий над полукружьем арки, были украшены висячими колонками, которые поддерживали узорчатый карниз [2] (рис. 2).

В 1907 г. в знак благодарности и уважения екатеринодарцы установили памятник императрице Екате-

рине II на Атаманской (Крепостной) площади [3]. Памятник был установлен лицевым фасадом на север, окружен красивой оградой и тремя большими канделябрами на чугунных столбах и фонарями. Сооружение памятника по проекту знаменитого русского скульптора М.О. Микешина, скорострительно скончавшегося в 1896 г., было закончено скульптором Академии художеств Б.В. Эдуардсом (1861–1924) под непосредственным наблюдением особой строительной комиссии [4].

Однако во втором десятилетии XX в. после установления советской власти в Екатеринодаре началось искоренение памятников «старого мира». Были снесены: памятник Екатерине II, обелиск в честь 200-летия Кубанского казачьего войска, та же участь постигла и Триумфальную арку.

Вместе с тем в конце XX – начале XXI в. значительно возрастает интерес к национальной истории и культуре. Благодаря сохранившимся архивным документам и чертежам указанные объекты были восстановлены (рис. 2).

Важно сохранять памятники архитектурного наследия, во многих случаях подвергающиеся неумолимым разрушительным действиям человека и природы, а также историческую городскую среду, которая еще не претерпела коренных изменений и преобразований; в противном случае можно безвозвратно потерять не только часть нашего культурного потенциала, но и наши традиции и историю, а вместе с ними важную часть идентичности региональной архитектуры.

Сохранять надо максимум архитектурного наследия, а не только шедевры. Далеко не каждый дом достопримечательность. Но любой из них, старый или новый, красивый или некрасивый, – памятник материальной культуры своего времени и уже одним этим достоин внимания. Неинтересных домов, как и людей, нет. Есть здания более или менее интересные, но каждое заслуживает уважительного изучения [5].

Примечателен тот факт, что монумент Екатерины II сооружен был напротив дворца наказного атамана Кубанского казачьего войска, заложенного повелением императора Александра III в 1893 г. на Крепостной площади.

Здание дворца, относительно небольшое по размерам, выглядело монументальным и даже помпезным. Главный фасад был пышно декорирован в подражание стилю платереско (вычурному испанскому варианту решения фасадов эпохи Ренессанса). Украшены были и остальные фасады, хотя и значительно скромнее. Официальности зданию придавали две стоявшие возле входа бронзовые пушки времен императрицы Елизаветы Петровны и полосатая будка часового [6] (рис. 3).

В августе 1942 г. поступил приказ взорвать дворец начальника Кубанской области и наказного атамана Кубанского казачьего войска, чтобы не допустить эксплуатацию его фашистскими немецкими войсками, так как на тот момент они находились на подступах к Краснодару. Приказ был исполнен. В настоящее время сохранились только фрагменты каменной ограды и отдельные редкие экземпляры зеленых насаждений из дворцового сада, например дерево гинкго, посаженное еще в 1905 г. Особенностью градостроительного размещения данного дворца было «его местоположение в структуре поселения во взаимосвязи с ландшафтным и природным окружением [7]».

Трагическая судьба и у Адыгейского дома культуры, который размещался на пересечении улиц Красной и Длинной в здании, построенном в 1909 г. на пожертвование мецената Марка Лихацкого. Это произведение архитектуры, выполненное в доминирующем в последнем десятилетии XIX – начале XX в. стиле модерн. Условно здание можно разделить на три интегральные части. Целостность архитектурного формообразования объекта продиктована канонами композиции.

Центральная часть была превосходно украшена аркой, а для декорирования карнизов профессионально использованы сюжетные греческие мотивы: барельефы человеческих силуэтов, а также античная скульптура головы женщины, расположенная на центральной части главного фасада, в самой верхней точке арки (рис. 4).

В 1943 г., при отступлении немецких войск из Краснодара, здание театра было в значительной мере разрушено (от театра остались только стены и фундамент), а декорации, костюмы и другие ценные атрибуты сожжены [8–10].

Здание с масштабным новым фасадом восстановили в 1955 г. в традиционном в то время стиле сталинский ампир, и в его стенах открылся кинотеатр «Россия». В основу архитектурной формы объекта легла пропорция всех фасадных элементов: колонны с коринфскими капителями, классически выполненный треугольный фронтон и арка симметричного центрального фасада, высокие прямоугольные окна боковых фасадов. Данная форма кинотеатра обладала художественно-эстетической выразительностью и символически отражала особенности культурно-зрелищных зданий (рис. 5). Однако популярный кинотеатр в 1991 г. закрыли, а в 2003 г. снесли.

В 2019 г. было сдано в эксплуатацию 21-этажное здание – пятизвездочный Krasnodar Marriott Hotel (266 номеров и апартаментов, семь конференц-залов и конгресс-холл), построенный на месте бывшего кинотеатра «Россия» (рис. 6).

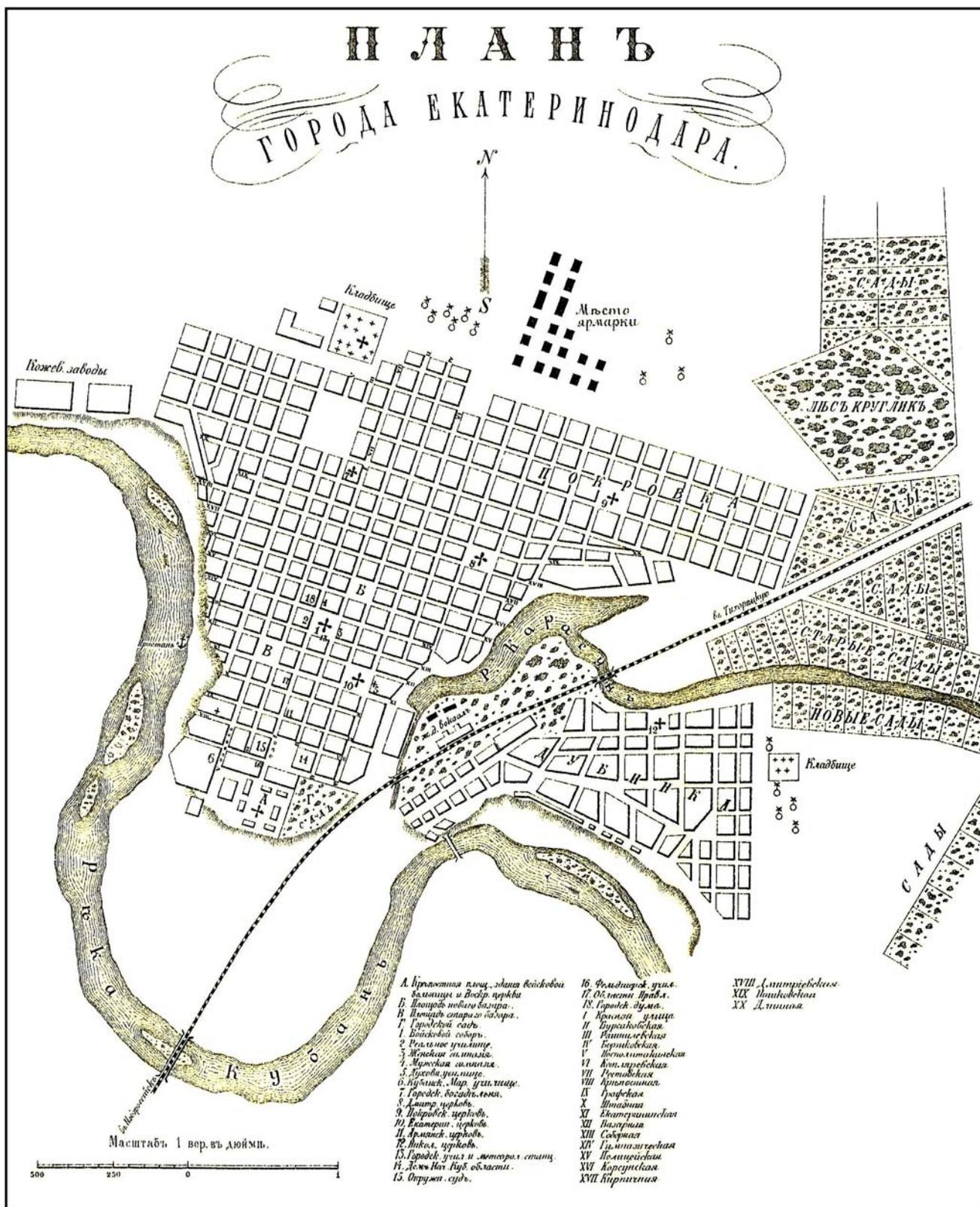


Рис. 1. План Екатеринодара, 1897 г.

Fig. 1. Plan of Ekaterinodar, 1897

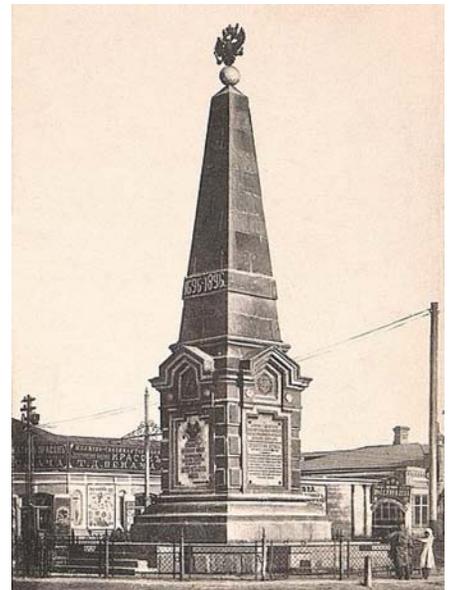
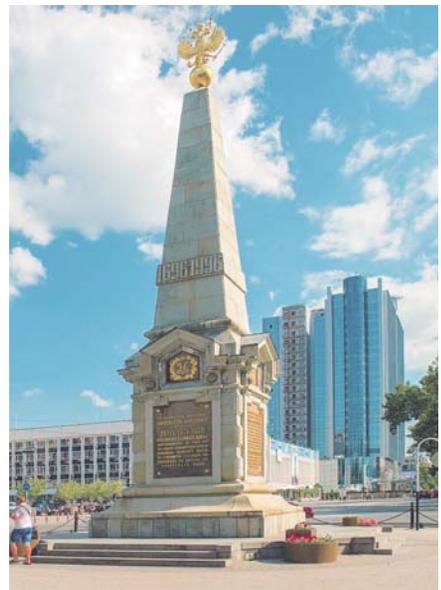
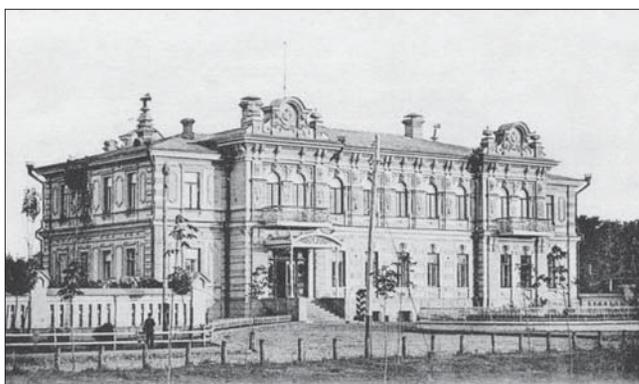
№ п/п	Местоположение	Первоначальный архитектурный облик	Современный архитектурный облик
1	<p>Триумфальная арка (также Царские ворота). В настоящее время находится на пересечении ул. Красной и Бабушкина. Восстановлена в 2009 г. Высота арки – 12 м</p>		
2	<p>Монумент в честь императрицы Екатерины II. Расположен в начале ул. Красной в Екатерининском сквере. Разрушен в 1920 г. Восстановлен в 2006 г. Высота памятника – 13,81 м</p>		
3	<p>Обелиск в честь 200-летия Кубанского казачьего войска. Расположен на пересечении ул. Красной и Буденного. Открыт в 1897 г. Разрушен в начале 1930-х гг. Восстановлен в 1999 г. Высота обелиска – 14 м</p>		

Рис. 2. Восстановленные памятники историко-культурного наследия Краснодар  
Fig. 2. Restored monuments of historical and cultural heritage of Krasnodar



**Рис. 3.** Дворец начальника Кубанской области и наказного атамана Кубанского казачьего войска, 1894 г. Арх. Н.Д. Малама  
**Fig. 3.** Palace of the chief of the Kuban region and the ataman of the Kuban Cossack Army, 1894 architect N.D. Malama



**Рис. 4.** Краснодар. Адыгейский дом культуры, 1930-е гг. Улица Красная от улицы Пашковской до улицы Длинной  
**Fig. 4.** Krasnodar. Adyghe house of culture, 1930 years. Krasnaya Street from Pashkovskaya Street to Dlinnaya Street

Необходимо особо подчеркнуть, что начиная со второй половины XX в. судьба отдельных уцелевших памятников архитектуры во многом неоднозначна, Разрушительные процессы в отношении определенной части объектов архитектурного наследия Краснодара постепенно стали сходить на нет, и началось восстановление утраченного; другие же объекты считались «нецелесообразным», восстанавливать и они были бесследно утеряны. Одной из главных причин стала финансовая, тем более необходимо учесть, что полноценное восстановление или реставрация всегда значительно выше по стоимости, чем обычные строительные работы.

Нельзя не обойти вниманием екатеринодарские особняки, построенные в начале XX в., где жили и работали талантливые зодчие, внесшие большой вклад в становление архитектурного облика Екатеринодара, главные архитекторы Кубанской области: с 1892 по 1906 г. – Н.Д. Малама (1845–1913); с 1906 по 1918 г. – А.П. Косякин (1875–1919).

На небольшом квадратном участке размером всего 45×45 м в начале ул. Красной был построен кирпичный



**Рис. 5.** Фрагмент главного фасада кинотеатра «Россия». Краснодар, 1959 г.  
**Fig. 5.** Fragment of the main facade of the cinema «Russia». Krasnodar, 1959

особняк с ажурно украшенным кованым трехгранным навесом и высокими полуциркульными окнами (рис. 7).

К сожалению, дом не сохранился: в связи с завершением строительства Дома политического просвещения в апреле 1977 г. старинный добротный особняк Н.Д. Маламы был снесен [11].

Сравнительно недалеко на ул. Короткой в начале XX в., а именно в 1906–1910 гг. был построен еще один великолепный двухэтажный кирпичный особняк А.П. Косякина (рис. 8).

Прискорбно, что в настоящее время данный объект постепенно разрушается, подвергается влиянию окружающей среды и различным действиям вандалов и мы можем не успеть его восстановить.

Уникален «дух канувшей в вечность эпохи». Никто не расскажет о ней лучше, чем сами свидетели того времени [12]. Ценным источником для изучения архитектурных объектов являются изобразительные материалы, хранящиеся в Государственном архиве Краснодарского края [13].

Вместе с тем необходимо подчеркнуть, что в исторической памяти краснодарцев бережно хранит-



**Рис. 6.** Пятизвездочный Marriott Hotel. Современный вид застройки Краснодара со стороны ул. Длинной. На переднем плане требующий реставрации памятник архитектуры – здание женского городского училища (1890–1900)

**Fig. 6.** 5-star Marriott Hotel. Modern view of the development of Krasnodar from the side of Dlinnaya Street. In the foreground is an architectural monument requiring restoration the building of the Women's City School (1890–1900)



**Рис. 7.** Первоначальный вид особняка Н.Д. Маламы (слева), примыкающий к фасаду особняка Б.Б. Шарданова, начало XX в.

**Fig. 7.** The original view of the mansion of N.D. Malama (left), adjacent to the facade of the mansion of B.B. Shardanov, early XX century



**Рис. 8.** Особняк А.П. Косякина, ул. Н.И. Кондратенко (Короткая), 13. 1980-е гг.

**Fig. 8.** A.P. Kosyakin's mansion, N.I. Kondratenko Street (Korotkaya), 13. 1980 years

ся безвозвратно утраченное наследие. Выбрать из большого числа памятников архитектурного наследия и ценных градоформирующих зданий Краснодара особенно важные невозможно: каждый по-своему неповторим.

При этом в отдельных случаях за реальную работу в деле сохранения культурного наследия принимается ее пиар-составляющая. Часть того, что считается действием, на самом деле лишь формирование и поддержание репутации отдельных кампаний, направленных на осуществление частных задач. Необходимы действенные законы и нормативные акты, принятые в результате согласования разных социальных интересов, обеспечивающие необходимую жизнь объектов наследия в контексте природного и архитектурного окружения, которые его формируют. Практические действия, конкретно существующие проблемы обыкновенно забалтываются.

Основное условие сохранения историко-культурного наследия – консолидация усилий государственных и муниципальных органов власти и государственных органов охраны памятников, общественных организаций. Необходимо совершенствование системы взаимодействия государственных органов охраны памятников истории и культуры и органов архитектуры и градостроительства всех уровней [14].

Прежде всего должна быть конструктивность и дискуссионность, хорошие рабочие отношения между законодательной и исполнительной властью, инвесторами и органами архитектуры и градостроительства. Необходимо разработать программу выведения памятника из аварийного и предаварийного состояния.

### Список литературы

1. Субботин О.С. Памятники архитектурного наследия Тобольска // *Жилищное строительство*. 2011. № 10. С. 48–50.
2. Бардадым В.П. Архитектура Екатеринодара. Краснодар: Советская Кубань, 2002. 256 с.
3. Субботин О.С. Проблемы сохранения архитектурно-градостроительного наследия в условиях современного города (на примере Краснодара) // *Жилищное строительство*. 2017. № 7. С. 35–40.
4. Екатеринодар–Краснодар: Два века города в датах, событиях, воспоминаниях...: Материалы к Летописи. Краснодар: Книж. изд-во, 1993. 800 с.
5. Федосюк Ю.А. Москва в кольце Садовых. М.: Московский рабочий, 1983. 447 с.
6. Бондарь В.В., Маркова О.Н. Портрет старого города. Екатеринодар на старинных открытках. Краснодар: Издатель И. Платонов, 2011. 128 с.
7. Субботин О.С. История архитектуры православных храмов Черноморского побережья России // *Жилищное строительство*. 2013. № 10. С. 18–22.
8. Колесников А.Г. Оперетта в Краснодаре: летопись творческого пути: воспоминания. М.: Театралис, 2005. 367 с.
9. Кубань в годы Великой Отечественной войны 1941–1945. Краснодар: Периодика Кубани, 2005. 304 с.
10. Шахова Г.С. Улицы Краснодара рассказывают: в Карасунском куте. Краснодар: Издательско-полиграфический комплекс, 2007. 196 с.
11. Субботин О.С. Дворянские усадьбы, особняки и виллы в структуре поселений Кубани (XIX–XX вв.) // *Жилищное строительство*. 2013. № 7. С. 36–40.
12. Кубань старозаветная. Автор-составитель Б.Н. Устинов (фото), П.С. Макаренко (текст). Краснодар: Традиция, 2012. 324 с.
13. Гангур Н.А. Материальная культура Кубанского казачества. Краснодар: Традиция, 2009. Т. 1. 288 с.
14. Субботин О.С. Важнейшие этапы освоения Кубани и стратегия ее развития // *Вестник МГСУ*. 2011. № 2–2. С. 14–18.
2. Bardadym V.P. Arkhitektura Ekaterinodara [Ekaterinodar's architecture]. Krasnodar: Sovetskaya Kuban'. 2002. 256 p.
3. Subbotin O.S. Problems of preservation of architectural and town-planning heritage in the conditions of a modern city (on the example of Krasnodar). *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 7, pp. 35–40. (In Russian).
4. Ekaterinodar–Krasnodar: Dva veka goroda v datakh, sobyitiyakh, vospominaniyakh...: materialy k Letopisi [Ekaterinodar-Krasnodar: Two centuries of the city in dates, events, memories: ... materials to the Annals]. Krasnodar: Book publishing house. 1993. 800 p.
5. Fedosyuk Yu.A. Moskva v kol'tse Sadovykh [Moscow in the Sadovykh ring]. Moscow: Moskovskiy rabochiy. 1983. 447 p.
6. Bondar V.V., Markova O.N. Portret starogo goroda. Yekaterinodar na starinnykh otkrytkakh [Portrait of the old city. Yekaterinodar on old postcards]. Krasnodar: Publisher I. Platonov. 2011. 128 p.
7. Subbotin O.S. History of the architecture of Orthodox churches of the Black Sea coast of Russia. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2013. No. 10, pp. 18–22. (In Russian).
8. Kolesnikov A.G. Operetta v Krasnodare: letopis' tvorcheskogo puti: vospominaniya [Operetta in Krasnodar: chronicle of the creative path: memoirs]. Moscow: Teatralis. 2005. 367 p.
9. Kuban' v gody Velikoy Otechestvennoy voyny 1941–1945 [Kuban during the Great Patriotic War 1941–1945]. Krasnodar: Periodicals of the Kuban. 2005. 304 p.
10. Shakhova G.S. Ulitsy Krasnodara rasskazyvayut: v Karasunskom kute [The streets of Krasnodar tell: in the Karasunsky kut]. Krasnodar: Publishing and printing complex. 2007. 196 p.
11. Subbotin O.S. Noble estates, mansions and villas in the structure of Kuban settlements (XIX–XX centuries). *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2013. No. 7, pp. 36–40. (In Russian).
12. Kuban' starozavetnaya [Old Testament Kuban]. Krasnodar: Tradition. 2012. 324 p.
13. Gangur N.A. Material'naya kul'tura Kubanskogo kazachestva [Material culture of the Kuban Cossacks]. Krasnodar: Tradition. 2009. Vol. 1. 288 p.
14. Subbotin O.S. Vazhneyshiy etapy osvoyeniya Kubani i strategiya yeye razvitiya [The most important stages in the development of the Kuban and the strategy of its development]. *Vestnik MGSU*. 2011. No. 2–2, pp. 14–18. (In Russian).

### References

1. Subbotin O.S. Pamyatniki arkhitekturnogo naslediya Tobol'ska [Monuments of the architectural heritage of Tobolsk]. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2011. No. 10, pp. 48–50. (In Russian).

УДК 72.03:726.5

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-26-33>

А.П. ПИЧУГИН<sup>1</sup>, д-р техн. наук, В.Ф. ХРИТАНКОВ<sup>1</sup>, д-р техн. наук (gmunsau@mail.ru);  
О.Е. СМЕРНОВА<sup>2</sup>, канд. техн. наук; А.В. ПЧЕЛЬНИКОВ<sup>1</sup>, канд. техн. наук, А.А. ШАТАЛОВ<sup>1</sup>, аспирант

<sup>1</sup> Новосибирский государственный аграрный университет (630039, г. Новосибирск, ул. Добролюбова, 160)

<sup>2</sup> Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (630008, г. Новосибирск, ул. Ленинградская, 113)

## Реконструкция водогрязелечебницы архитектурного ансамбля курорта «Озеро Карачи»

*Описаны работы по реконструкции и восстановлению одного из важнейших в технологическом отношении элементов курортного обеспечения – водогрязелечебницы. Показано, как коррозионные среды – иловые грязи и концентрированный солевой раствор (рапа) – способствуют интенсивному разрушению строительных конструкций и частей здания. С использованием научных разработок удалось восстановить целостность данного водогрязевого комплекса, обеспечив его архитектурно-декоративный внешний вид и работоспособность. В период ремонта и реконструкции большое внимание было уделено сохранению декоративных элементов фасада и внутренних интерьеров водогрязелечебницы. Определенные сложности возникли при упрочнении бетонных и каменных конструкций, подвергшихся коррозионному разрушению. Данную проблему удалось решить путем пропитки каменных и бетонных массивов полимерсиликатными защитно-пропиточными составами с добавками дегидрола и наноразмерных добавок, что обеспечило глубинное проникновение упрочняющей композиции и повышение прочностных и эксплуатационных качеств защищаемых материалов. Для защиты металлических трубопроводов и технологических емкостей были также применены наноразмерные добавки, позволившие повысить адгезию защитных покрытий и их коррозионную стойкость. В ходе проведенных ремонтно-восстановительных работ удалось полностью реконструировать водогрязевой лечебный комплекс, придав ему первоначальный архитектурно-декоративный внешний облик, обеспечить работоспособность данного комплекса, открыв новые современные процедурные помещения и направления физиотерапевтического лечения пациентов курорта, увеличив пропускную способность в три раза.*

**Ключевые слова:** коррозионное разрушение строительных конструкций и частей зданий, защитные, лакокрасочные и укрепляющие композиции, полимерсиликатные защитно-пропиточные составы, наноразмерные добавки, составы проникающего действия.

**Для цитирования:** Пичугин А.П., Хританков В.Ф., Смирнова О.Е., Пчельников А.В., Шаталов А.А. Реконструкция водогрязелечебницы архитектурного ансамбля курорта «Озеро Карачи» // *Жилищное строительство*. 2021. № 1–2. С. 26–33. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-26-33>

A.P. PICHUGIN<sup>1</sup>, Doktor of Sciences (Engineering), V.F. KHRITANKOV<sup>1</sup>, Doktor of Sciences (Engineering) (gmunsau@mail.ru);  
O.E. SMIRNOVA<sup>2</sup>, Candidate of Sciences (Engineering); A.V. PCHELNIKOV<sup>1</sup>, Candidate of Sciences (Engineering),  
A.A. SHATALOV<sup>1</sup>, Postgraduate Student

<sup>1</sup> Novosibirsk State Agricultural University (160, Dobrolyubova Street, Novosibirsk, 630039, Russian Federation)

<sup>2</sup> Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (113, Leningradskaya Street, Novosibirsk, 630008, Russian Federation)

### Reconstruction of the Balneary of the Architectural Ensemble of the Resort "Lake Karachi"

This article describes the work on the reconstruction and restoration of one of the most important elements of the resort in terms of technology – mud Baths. It is shown how corrosive environments-silt mud and concentrated salt solution (brine) – contributed to the intensive destruction of building structures and parts of the building, and how using scientific developments it was possible to restore the integrity of this water-mud complex, ensuring its architectural and decorative appearance and performance. During the period of renovation and reconstruction, much attention was paid to preserving the decorative elements of the facade and interior of the water and mud treatment facility. Certain difficulties arose when strengthening concrete and stone structures that were subjected to corrosion destruction. This problem was solved by impregnating stone and concrete massifs with polymer-silicate protective impregnating compounds with additives of dehydrol and nanoscale additives, which provided deep penetration of the strengthening composition and increased strength and performance of the protected materials. Nanoscale additives were also used to protect metal pipelines and process tanks, which improved the adhesion of protective coatings and their corrosion resistance. During the repair and restoration works, it was possible to completely reconstruct the water-mud treatment complex, giving it its original architectural and decorative appearance, ensuring the operation of this complex, opening new modern treatment rooms and areas for physiotherapy treatment of resort patients, increasing the throughput capacity by three times.

**Keywords:** corrosion destruction of building structures and parts of buildings, protective, paint and strengthening compositions, polymer-silicate protective and impregnating compositions, nanoscale additives, penetrating compositions.

**For citation:** Pichugin A.P., Khritanov V.F., Smirnova O.E., Pchelnikov A.V., Shatalov A.A. Reconstruction of the balneary of the architectural ensemble of the resort "Lake Karachi". *Zhishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 1–2, pp. 26–33. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-26-33>

В предыдущих статьях данного цикла приведено описание реконструкции и восстановления архитектурного курортного комплекса «Озеро Карачи», находящегося в Новосибирской области, в частности главного корпуса со столовой и киноконцертным залом [1, 2]. Одним из важнейших технологических комплексов курорта «Озеро Карачи» является водогрязезелечница, которая обеспечивает практически все виды физиотерапевтических процедур – с использованием уникальных природных лечебных факторов, собранных в одном месте. Это *сульфидно-иловая грязь* курорта «Озеро Карачи», которая по силе лечебного воздействия уникальна и не имеет аналогов на территории России. Добывается она со дна озера и обладает мощным антимикробным, противовоспалительным действием, усиливает кровообращение, повышает защитные силы организма, так же как и рапа (соляной раствор) озера Карачи, стимулирующая регенерацию тканей, уменьшающая отечность и болевую чувствительность, обладающая общим успокоительным эффектом. Содержание соли в озере достигает 300 г/л, что сравнимо с соленостью Мертвого моря в Израиле. Грязь и рапа озера помогают успешно лечить заболевания женской и мужской половой сферы, бесплодие, проблемы нервной и костно-мышечной системы, болезни кожи и эндокринной системы, желудочно-кишечного тракта [1].

Кроме того, на курорте имеется собственная скважина йодобромной минеральной воды, процедуры с которой благотворно влияют на лечение заболеваний сердечно-сосудистой, эндокринной и нервной системы, при варикозах, тромбозах и других заболеваниях. И конечно же, это минеральная вода «Карачинская» из собственного источника, применяемая для питьевого лечения, обладающая противовоспалительным, желчегонным и мочегонным свойствами, нормализующая обмен веществ, которая показана для больных с заболеваниями желудочно-кишечного тракта и печени [1, 2].

Используемые для лечения и оздоровления людей грязи и воды имеют высокую степень агрессивности по отношению к строительным материалам, в том числе к бетонам, строительным растворам, металлам и лакокрасочным покрытиям. А это, в свою очередь, требует постоянного ремонта и восстановления работоспособности строительных конструкций и частей зданий. Учитывая тот факт, что на протяжении многих лет этому вопросу не уделялось достаточного внимания, многие элементы здания и технологического обеспечения просто разрушились и пришли в негодность.

Здание водогрязезелечницы каменное, сложной конфигурации, условно состоит из пяти смежных блоков (рис. 1). Занимает площадь по максимальным

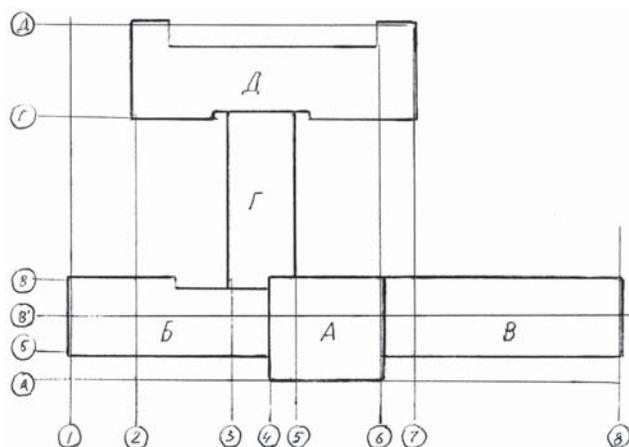


Рис. 1. Схема блоков здания водогрязезелечницы  
Fig. 1. Diagram of the blocks of the building of the balneary

габаритам 105×70 м, выполнено в основном из красного кирпича, оштукатуренного снаружи и изнутри. Архитектура комплекса представляет собой классические каноны советского монументального стиля того времени, отвечающего понятию «сталинский ампир». Главным украшением блока «А» являются семь пилястр различной конфигурации с декоративным оформлением капителей, которые подчеркивают монументальность здания и его особый статус. Блок «А» является главным, или центральным двухэтажным корпусом с цокольным этажом и чердаком. К двум входам в корпус ведут два округлых пандуса и параллельные им лестницы, создавая парадную композицию всего комплекса. По конструктивной схеме блок «А» – с неполным каркасом, состоящим из наружных несущих стен и внутренних кирпичных столбов. Таким образом, стены здания работают по жесткой конструктивной схеме [1–4].

Блоки «Б», «В», «Г» и «Д» представляют собой одноэтажные здания с цокольными этажами, различными по габаритам, пролетам и высоте. Высота большинства помещений не менее 4 м.

Все фундаменты ленточные бутобетонные на гранитном щебне.

Междуэтажные перекрытия, как правило, выполнены в виде балочных или ребристых монолитных плит, опертых по контуру. Чердачные перекрытия выполнены по металлическим или деревянным балкам, опертым на продольные наружные и внутренние несущие стены. В качестве теплоизоляции использован слой шлака толщиной 0,2–0,25 м. Отделка потолков – штукатурка по деревянной обрешетке. Лестничные марши и площадки выполнены по металлическим балкам в виде монолитного железобетона. Полы в процедурных кабинетах – из метлахской плитки на цементной стяжке, а в коридорах и рекреациях дощатые или линолеумные по деревянным

доскам. Отделка стен в процедурных кабинетах – глазурованная плитка, а в коридорах и рекреациях – масляная покраска. Оконные и дверные заполнения представляли собой классические технические решения 30-х гг. XX в. – деревянные рамы и массивные деревянные двери.

Построены и введены блоки в период с 1934 по 1941 г.

Большинство строительных конструкций и частей зданий имело значительную степень износа и разрушения, а порой было полностью в разрушенном состоянии. По общей оценке, степень нарушения целостности здания водогрязелечебницы курорта находилась в пределах от 20 до 85%. Это требовало индивидуального подхода к проектированию восстановительных мероприятий и назначению ремонтно-реконструкционных работ. На рис. 2–4 представлены фотографии фасадов и отдельных частей здания водогрязелечебницы, свидетельствующие о высокой степени разрушения отдельных элементов и строительных конструкций. Отмечены наибольшие разрушения кирпичных стен, перекрытий, полов, деревянных и металлических конструкций, трубопроводов и технологического оборудования [3–6].

За время существования здания без проведения мероприятий по обеспечению постоянных планово-предупредительных ремонтов и соблюдения требований надлежащей технической эксплуатации разрушению подверглись практически все элементы здания: фасады, стены, перекрытия, крыша и пр. Поэтому для восстановительных работ требовались дополнительные экспертные заключения и выработка наряду с полной заменой отдельных элементов здания и традиционными ремонтно-восстановительными процессами оригинальных методических подходов. Кроме того, некоторые работы пришлось осуществлять после тщательной научной проработки и выполнения операций по усилению каменной кладки, бетона и штукатурки путем пропитки полимерсиликатными составами и композициями, обеспечивающими глубинное проникающее и укрепляющее действие [5–9].

Как показали предварительные исследования, большинство из отобранных образцов каменных материалов плохо впитывало полимерсиликатную композицию, поэтому были введены дополнительные компоненты, обеспечивающие проникновение состава в глубь кирпичного или бетонного массива. В качестве такой добавки был использован дегидрол, обеспечивающий проникновение защитно-пропиточной композиции в глубь каменного массива на 50–100 мм при расходе 15–20 мас. %. При этом существенно повышалась вязкость всей системы, что отрицательно сказывалось на общем расходе композиции, и тогда



Рис. 2. Состояние фасада блока «Б» до проведения ремонтно-восстановительных работ

Fig. 2. The condition of the facade of block «B» before the repair and restoration work



Рис. 3. Состояние фасада блока «Д» до проведения ремонтно-восстановительных работ

Fig. 3. The condition of the facade of the block «D» before the repair and restoration work



Рис. 4. Обрушение перекрытия цокольного этажа блока «В»

Fig. 4. Collapse of the basement floor of the block «B»

рациональным был признан состав с 10–15% дегидрола. Кроме того, в целях снижения вязкости защитно-пропиточной композиции было предложено вводить растворы наноразмерных добавок – 30%-й раствор кремнезоля и 3%-й раствор углеродных нанотрубок. Их введение в десятых долях процента обеспечивает повышение глубины проникновения композиции в бетон, а также значительно снижает вязкость полимерсиликатного состава (рис. 5) [10, 11].

Основные свойства защитно-пропиточных композиций для бетона причальных сооружений  
The basic properties of protective-preservative compositions for concrete mooring structures

Показатели	Единица измерения	Параметры свойств по группам (составам)			
		По требованиям	I	II	III
Рабочая вязкость по вискозиметру ВЗ-4	с	50–200	50–75	60–125	90–300
Время затвердевания, не ранее	ч	2–3	2–3	2–3	2–3
Глубина пропитки	мм	25–50	75–200	50–150	25–125
Адгезия к бетону	МПа	≥0,5	2–5	2–5	2–5
Прочность при сжатии	МПа	≥5	5	5–7,5	5–7,5
Прочность при ударе	МПа	≥6	5	6	9
Истираемость пропитанного бетона	кг/м <sup>2</sup>	–	–	0,2	0,1
Водостойкость пропитанного бетона	циклы	≥100	150	250	400
Морозостойкость пропитанного бетона	циклы	≥100	150	150	200

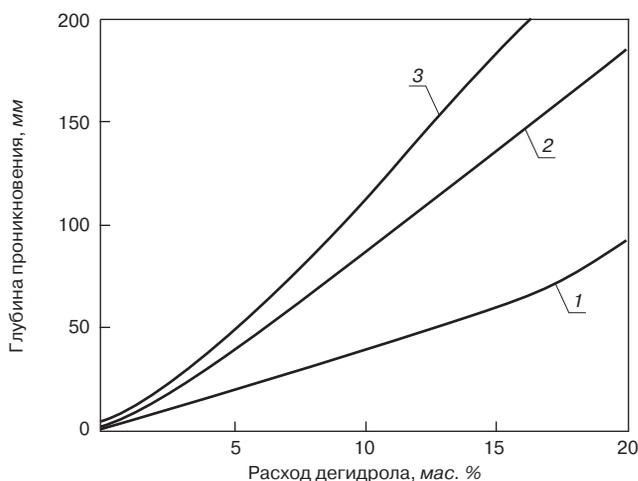


Рис. 5. Влияние расхода дегидрола на глубину проникновения полимерсиликатной композиции: 1 – без добавки; 2 – с добавкой кремнезоль; 3 – с добавкой кремнезоль и углеродных нанотрубок  
Fig. 5. Effect of dehydrol consumption on the penetration depth of the polymer silicate composition: 1 – without additives; 2 – with the addition of silica; 3 – with the addition of silica and carbon nanotubes

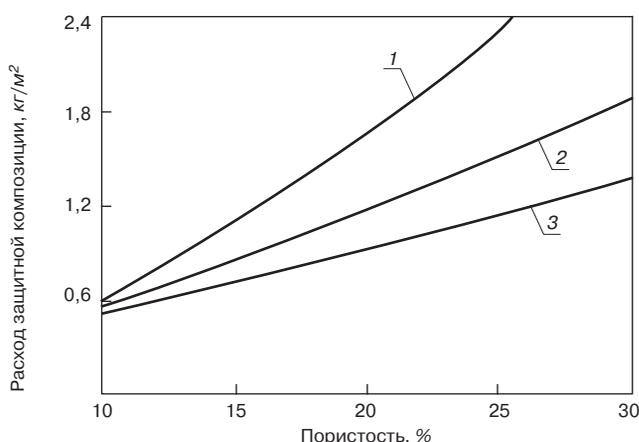


Рис. 6. Влияние пористости каменных материалов на расход полимерсиликатной композиции: 1 – без наполнителя; 2 – с добавкой 5% молотых отходов хризотилцементного производства; 3 – то же, 10%  
Fig. 6. Influence of porosity of stone materials on the consumption of polymer silicate composition: 1 – without filler; 2 – with the addition of 5% ground chrysotile cement waste; 3 – the same, 10%

Предварительно были определены необходимые технологические требования к защитно-пропиточным композициям по рабочей вязкости, глубине пропитки, водо- и морозостойкости пропитанных стеновых материалов, а также по установлению диапазона климатических и эксплуатационных условий работы при определенной температуре и влажности наружного воздуха.

Следующим этапом подбора состава явилось определение расхода защитно-пропитывающей композиции в зависимости от степени разрушения материалов и сложившейся пористости массива стен. Ввиду больших показателей впитываемости защитно-пропиточной композиции (более 1,5–2,4 кг/м<sup>2</sup>) принято решение о введении тонкомолотого минерального наполнителя. Были выбраны отходы хризотилцементного производства (ОХЦП), введение которых позволило уменьшить расход композиции в 1,5–2 раза (рис. 6). Рациональным признан расход ОХЦП в пределах 5–10% (рис. 6).

В таблице представлены основные свойства защитно-пропиточных композиций для кирпичных и бетонных стеновых материалов, анализ которых показал следующее. Предлагаемые защитно-пропиточные полимерсиликатные композиции обладают рабочей вязкостью по вискозиметру ВЗ-4 от 50 до 200 с с временем затвердевания от 2 до 3 ч. Это обеспечивает нормальную работу по защите стен в широком диапазоне пористой структуры защищаемого материала от пропитки до 100–150 мм в глубь массива до устройства защитного покрытия на наружной поверхности с адгезионной прочностью не менее 2 МПа [10–13].

Защитно-пропиточные композиции обладают повышенной водо- и морозостойкостью, что положительно сказывается для восстанавливаемых бетонных и каменных конструкций водогрязелечебницы, работающих постоянно во влажных условиях при



Рис. 7. Внешний вид корродированных металлических технологических емкостей и трубопроводов водогрязелечебницы  
Fig. 7. Appearance of corroded metal technological tanks and pipelines of the balneary

воздействию агрессивных коррозионных сред и значительных температурных перепадов.

Анализ полученных данных по исследованию химической стойкости полимерсиликатных покрытий на бетонных и каменных образцах позволил сделать следующие выводы: полимерсиликатные составы на основе дисперсии ПВА и жидкого стекла с минеральными добавками устойчивы к большинству агрессивных сред различной концентрации, в том числе к растворам кислот с концентрацией до 5%, а также солевых растворов озерных вод (рапы) и агрессивной сульфидно-иловой грязи. Рациональным является введение наноразмерных добавок, позволяющих значительно повысить не только химическую устойчивость композиции, но и увеличить физико-механические показатели, что продемонстрировано на увеличении адгезионной прочности состава к бетонному основанию.

Значительным коррозионным разрушениям постоянно подвергаются металлические трубопроводы, насосы и емкости-хранилища для накопления рапы и целебной грязи, которые до использования требуют накопления в определенном количестве, подогрева до требуемой оптимальной температуры и подачи в рапное и грязелечебное отделения. Кроме того, после проведения процедур использованный солевой раствор и растворенная в воде грязь должны быть отправлены в противоположную часть озера для восстановления первоначальных целебных свойств.

Во всех этих операциях и технологических процессах задействованы стальные трубопроводы, насосы

и емкости. На рис. 7 представлены фрагменты разрушенных стальных трубопроводов и накопительных емкостей.

Преобразовать химическое строение поверхности и структуру полимерного лакокрасочного покрытия возможно путем введения модифицирующих добавок в виде наполнителей и за счет направленного действия добавок, способствующих образованию новых центров структурной сетки, позволяющей повысить или изменить качество защитного композиционного материала, повысить его коррозионную стойкость, придать термостабильность и, самое главное, увеличить адгезию краски к защищаемой поверхности.

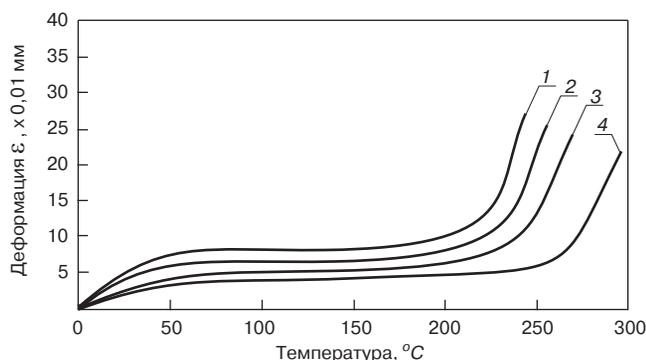


Рис. 8. Термомеханические кривые отвержденной полимерсодержащей краски с добавкой кремнезоля и углеродных нанотрубок (УНТ): 1 – без добавок; 2 – с добавкой кремнезоля; 3 – то же, с добавкой УНТ; 4 – с добавкой кремнезоля и УНТ

Fig. 8. Thermomechanical curves of cured polymer-containing paint with the addition of silica and carbon nanotubes (CNT): 1 – without additives; 2 – with the addition of silica; 3 – the same, with the addition of CNT; 4 – with the addition of silica and CNT



**Рис. 9.** Бетонирование накопительной емкости, восстановление наружной стены и новые железобетонные перекрытия в блоке «Д»  
**Fig. 9.** Concreting of the storage tank, restoration of the outer wall and new reinforced concrete floors in the «Д» block



**Рис. 10.** Интерьеры рипного и йодобромного отделений водогрязелечебницы после ремонта  
**Fig. 10.** Interiors of the rapa and iodine-bromine departments of the balneary after repair



**Рис. 11.** Главный фасад здания водогрязелечебницы после ремонта и реконструкции  
**Fig. 11.** The main facade of the building of the balneary after repair and reconstruction

При равномерном распределении отдельных частиц микродобавок в полимер различными доступными способами отмечается усиливающее влияние на весь полимер. Такое распределение возможно при тщательном перемешивании [12, 13].

При модифицировании защищаемой металлической поверхности изменяется характер их термомеханического и реологического поведения: температура стеклования и текучести возрастает, значительно повышается адгезионная прочность покрытий с металлами, что способствует образованию более однородной и менее дефектной структуры при контакте с металлом (рис. 8). Кроме того, данный эффект объясняется снижением внутренних напряжений на границе раздела фаз.

Особенно интересные показатели достигаются при использовании малых доз наноразмерных растворов в качестве модификаторов стальных поверхностей. Так, углеродные нанотрубки, представляющие собой дисперсные среды с частицами размером 8–60 нм и удельной поверхностью 250–350 м<sup>2</sup>/г, способствуют реализации синергетического эффекта, выражающегося в увеличении прочностных и адгезионных показателей. Показано, что главным фак-

тором, определяющим структурные изменения, является наличие наночастиц с некомпенсированными электронами, приводящими к упорядочению аморфной фазы лакокрасочного покрытия, что способствует упорядочению структуры. Однако использование углеродных нанотрубок даже при малых их количествах (0,001–0,1%) ввиду их высокой стоимости для строительных целей нерационально. Поэтому было предложено использовать наноразмерный состав кремнезоля с малым содержанием (до 3%) раствора углеродных нанотрубок (УНТ), обладающий также достаточно высокой степенью активности, но по стоимости в десятки раз дешевле чисто углеродных нанотрубок [12–15].

Проведенные исследования позволили качественно выполнить ремонт и восстановление целостности строительных конструкций и частей зданий, а также обеспечить их длительную сохранность, работоспособность и эксплуатационную надежность в условиях воздействия агрессивных сред. На рис. 9–11 представлен внешний вид обновленных помещений и фасада здания водогрязелечебницы, позволяющий констатировать, что выполненные работы с учетом использования новейших научных разработок позволили добиться желаемого результата – восстановить водолечебный комплекс в полном объеме на новом современном уровне с сохранением архитектуры 1930-х гг.

Таким образом, проведенные работы по ремонту и реконструкции показали, что использование защитно-пропиточных композиций на основе водной дисперсии поливинилацетата (ПВА) и жидкого натриевого стекла с дегидролом и наноразмерными

добавками обеспечивает повышение прочности защищаемых каменных и бетонных стеновых материалов, подвергнутых деструктивным процессам в ходе длительной эксплуатации. Защищенные предлагаемой композицией конструкции имеют повышенные показатели водонепроницаемости, морозостойкости, коррозионной устойчивости и прочности, что обеспечивает их дальнейшую безаварийную эксплуатацию в условиях воздействия коррозионных сред. Использование наноразмерных добавок при приготовлении окрасочных составов и подготовке металлических поверхностей перед окрашиванием защитными составами способствует повышению адгезионной прочности, а также существенно увеличивает коррозионную стойкость и эксплуатационную прочность покрытий. Благодаря применению новых эффективных разработок в период ремонта и реконструкции комплекса зданий водогрязелечебницы удалось полностью восстановить его первоначальный архитектурно-декоративный внешний вид, обеспечить работоспособность данного комплекса, открыв новые современные процедурные помещения и направления физиотерапевтического лечения пациентов курорта, увеличив его пропускную способность в три раза.

## References

### Список литературы

1. Хританков В.Ф., Пичугин А.П., Пименов Е.Г., Смирнова О.Е. Реконструкция архитектурного ансамбля курорта «Озеро Карачи» в Новосибирской области // *Жилищное строительство*. 2020. № 4–5. С. 33–38. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-4-5-33-38>
2. Хританков В.Ф., Пичугин А.П., Пчельников А.В., Смирнова О.Е. Реконструкция главного корпуса архитектурного ансамбля курорта «Озеро Карачи» // *Жилищное строительство*. 2020. № 8. С. 9–15. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-8-9-15>
3. Субботин О.С. Проблемы сохранения архитектурно-градостроительного наследия в условиях современного города (на примере Краснодара) // *Жилищное строительство*. 2017. № 7. С. 35–40.
4. Khritankov V.F., Pichugin A.P., Pimenov E.G., Smirnova O.T. Reconstruction of the architectural ensemble of the resort “Lake Karachi” in the Novosibirsk Region. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2020. No. 4–5, pp. 33–38. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-4-5-33-38>
5. Khritankov V.F., Pichugin A.N., Pchel'nikov A.V., Smirnova O.E. Reconstruction of the main building of the architectural ensemble of the resort “Lake Karachi”. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2020. No. 8, pp. 9–15. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2020-8-9-15>
6. Subbotin O.S. Problems of preserving architectural and urban heritage in the conditions of a modern city (on the example of Krasnodar). *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 7, pp. 35–40. (In Russian).
7. Bedov A.I., Znamenskiy V.V., Gabitov A.I. Otsenka tekhnicheskogo sostoyaniya, vosstanovlenie i usilenie osnovanii i stroitel'nykh konstruksii ekspluatiruemyykh zdanii i sooruzhenii [Assessment of technical condition, restoration and strengthening of bases and building structures of operated buildings and structures]. Moscow: ACV. 2014. 924 p.

4. Бедов А.И., Знаменский В.В., Габитов А.И. Оценка технического состояния, восстановление и усиление оснований и строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. М.: АСВ, 2017. 924 с.
5. Киевский И.Л., Леонов В.В. Прогнозирование физического износа зданий // *Жилищное строительство*. 2017. № 7. С. 17–20.
6. Щенков А.С. Реконструкция исторической застройки в Европе во второй половине XX века: Историко-культурные проблемы. М.: ЛЕНАНД, 2011. 280 с.
7. Касьянов В.Ф. Реконструкция жилой застройки городов. М.: АСВ, 2005. 224 с.
8. Горячев О.М., Прыкина Л.В. Особенности возведения зданий в стесненных условиях. М.: Academia, 2003. 272 с.
9. Химические и минеральные добавки в бетон / Под ред. А.В. Ушерова-Маршака. Харьков: Колорит, 2005. 280 с.
10. Пичугин А.П., Хританков В.Ф., Смирнова О.Е., Пименов Е.Г., Никитенко К.А. Защитно-отделочные составы и композиции для ремонтных работ и обеспечения долговечности зданий // *Известия вузов. Строительство*. 2019. № 9. С. 109–122.
11. Соломатов В.И., Селяев В.П. Химическое сопротивление композиционных материалов. М.: Стройиздат, 1987. 264 с.
12. Долгова В.О. Проблема сохранения архитектурных и ландшафтных объектов культуры и исторического наследия в малых городах России // *Градостроительство*. 2013. № 4 (26). С. 73–77.
13. Хританков В.Ф., Пичугин А.П., Смирнова О.Е., Шаталов А.А. Использование наноразмерных добавок в бетонах и строительных растворах для обеспечения адгезии при ремонтных работах // *Наука о Земле*. 2019. № 9. С. 131–140.
14. Пчельников А.В., Хрянин В.Н. Обоснование факторов, влияющих на изнашивание лакокрасочных покрытий // *Вестник ИргСХА*. 2017. № 81/2. С. 117–124.
15. Субботин О.С., Хританков В.Ф. Эффективное применение энергосберегающих конструкций и материалов в малоэтажных жилых зданиях // *Жилищное строительство*. 2008. № 12. С. 20–23.
16. Пичугин А.П., Городецкий С.А., Бареев В.И. Коррозионностойкие материалы для защиты полов и инженерных систем сельскохозяйственных зданий и сооружений. Новосибирск: НГАУ–РАЕН, 2010. 123 с.
5. Kievsky I.L., Leonov V.V. Forecasting of physical wear of buildings. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 7, pp. 17–20. (In Russian).
6. Schenkov A.S. Rekonstruktsiya istoricheskoi zastroiki v Evrope vo vtoroi polovine XX veka: Istoriko-kul'turnye problemy [Reconstruction of historical buildings in Europe in the second half of the XX century: Historical and cultural problems]. Moscow: LENAND. 2011. 280 p.
7. Kasyanov V.F. Rekonstruktsiya istoricheskoi zastroiki v Evrope vo vtoroi polovine XX veka: Istoriko-kul'turnye problemy [Reconstruction of residential buildings in cities]. Moscow: ASV. 2005. 224 p.
8. Goryachev O.M., Prykina L.V. Osobennosti vozvedeniya zdaniy v stesnennykh usloviyakh [Features of construction of buildings in cramped conditions]. Moscow: Academia. 2003. 272 p.
9. Khimicheskie i mineral'nye dobavki v beton [Chemical and mineral additives in concrete]. Ed. A.V. Ushero-Marshak. Kharkiv: Kolorit. 2005. 280 p.
10. Pichugin A.P., Hritankov V.F., Smirnova O.E., Pimenov E.G., Nikitenko K.A. Protective and finishing compositions and compositions for repair work and ensuring the durability of buildings. *Izvestiya vuzov. Stroitel'stvo*. 2019. No. 9, pp. 109–122. (In Russian).
11. Solomatov V.I., Selyaev V.P. Khimicheskoe soprotivlenie kompozitsionnykh materialov [Chemical resistance of composite materials]. Moscow: Stroyizdat. 1987. 264 p.
12. Dolgova V.O. the Problem of preserving architectural and landscape objects of culture and historical heritage in small cities of Russia. *Gradostroitel'stvo*. 2013. No. 4 (26), pp. 73–77. (In Russian).
13. Hritankov V.F., Pichugin A.P., Smirnova O.E., Shatalov A.A. Use of nanoscale additives in concrete and construction solutions to ensure adhesion during repair work. *Nauka o Zemle*. 2019. No. 9, pp. 131–140. (In Russian).
14. Pchel'nikov A.V., Khryanin V.N. Justification of factors affecting the wear of paint coatings. *Vestnik IrGSKhA*. 2017. No. 81/2, pp. 117–124. (In Russian).
15. Subbotin O.S., Hritankov V. F. Effective application of energy-saving structures and materials in low-rise residential buildings. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2008. No. 12, pp. 20–23. (In Russian).
16. Pichugin A.P., Gorodetsky S.A., Bareev V.I. Korroziionnostoikiye materialy dlya zashchity polov i inzhenernykh sistem sel'skokhozyaistvennykh zdaniy i sooruzhenii [Corrosion-Resistant materials for protection of floors and engineering systems of agricultural buildings and structures]. Novosibirsk: NGAU–RAEN, 2010. 123 p.

УДК 72.036

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-34-39>

Е.О. ШИРОКОВА, магистр архитектуры (shkerdina95@icloud.com)

Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет (603950, г. Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65)

## Постмодернизм в архитектуре жилых домов средней этажности в регионах России

*Приведен обзор постмодернистской архитектуры на примере городских жилых домов средней этажности в крупных городах различных регионов России. В настоящее время постмодернизм в российских регионах продолжает играть значимую роль при проектировании и строительстве жилых домов в исторических центрах городов при стремлении архитекторов тактично вписаться в исторический контекст, так как здесь по-прежнему первостепенной остается проблема сочетания старой и новой архитектуры, которая относится к числу важнейших в теории и практике новейшей отечественной архитектуры. По-прежнему возникает необходимость осмысления творческих подходов к проектированию городского жилища с точки зрения грамотного включения здания в историческую среду. При использовании метода сравнительного анализа становится возможным выявить особенности архитектуры жилых домов средней этажности. Рассмотрение конкретных отечественных примеров позволяет определить основные направления поисков лидеров постмодернизма. Установлено, что постмодернизм как многовекторный стиль дает возможность архитектору в каждом случае учесть региональные условия и не нарушить сложившуюся историческую среду новым объектом. Отмечены стилистические поиски во всех шести направлениях, выявленных теоретиком архитектуры постмодернизма Ч. Дженксом, связанные с обращением к историзму, частичному историзму, неотрадиционализму, контекстуализму и метафоре при проектировании жилых домов по индивидуальным проектам.*

**Ключевые слова:** архитектура, постмодернизм, жилые дома средней этажности, контекстуализм, частичный историзм, неотрадиционализм.

**Для цитирования:** Широкова Е.О. Постмодернизм в архитектуре жилых домов средней этажности в регионах России // *Жилищное строительство*. 2021. № 1–2. С. 34–39. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-34-39>

E.O. SHIROKOVA, Master of Architecture (shkerdina95@icloud.com)

Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering (65, Il'inskaya Street, Nizhny Novgorod, 603950, Russian Federation)

### Post-Modernism in the Architecture of Medium-Room Residential Buildings in the Regions of Russia

The article provides an overview of postmodern architecture on the example of medium-rise urban residential buildings in large cities in various regions of Russia. At present, postmodernism in Russian regions continues to play a significant role in the design and construction of residential buildings in historical city centers, while architects strive to tactfully fit into the historical context, since here the problem of combining old and new architecture remains paramount, which is one of the most important in the theory and practice of the latest Russian architecture. There is still a need to comprehend creative approaches to the design of urban dwellings from the point of view of its competent inclusion of the building into the historical environment. Using the method of comparative analysis, it becomes possible to identify the architectural features of middle-rise residential buildings. Consideration of specific domestic examples allows us to determine the main directions of the search for leaders of postmodernism. It is determined that postmodernism as a multi-vector style allows an architect in each case to take into account regional conditions and not disturb the existing historical environment with a new object. Stylistic searches in all six directions identified by the theorist of postmodern architecture C. Jenks, associated with the appeal to historicism, partial historicism, neo-traditionalism, contextualism and metaphor in the design of residential buildings according to individual projects, are noted.

**Keywords:** architecture, postmodernism, middle-rise residential buildings, contextualism, partial historicism, neo-traditionalism.

**For citation:** Shirokova E.O. Postmodernism in the architecture of middle-rise residential buildings in the regions of Russia. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 1–2, pp. 34–39. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-34-39>

В связи с тем, что постмодернизм в настоящее время остается востребованным стилем в большинстве российских городов, представляется важным выявить и оценить стилистические особенности постмодернистской региональной российской архитектуры, композиционные приемы, образные характеристики на примере жилых зданий средней этажности конца

XX – начала XXI в., а также провести классификацию разновидностей постмодернизма. Целью данного исследования является анализ характерных примеров архитектуры жилых домов средней этажности, выполненных в постмодернизме в крупных городах российских регионов (Москве, Санкт-Петербурге, Нижнем Новгороде, Казани, Самаре и Новосибирске) [1–7].

В задачи входило выявление характерных черт постмодернизма применительно к жилым домам средней этажности; определение основных стилистических предпочтений архитекторов, работающих в русле постмодернизма в крупных городах России, и их внимания к учету конкретики места.

Постмодернизм пришел в Россию в конце XX в. из архитектуры Запада и приобрел свои характерные черты [8]. Известно, что впервые постмодернизм в зарубежной архитектуре был теоретически осмыслен американским архитектором Ч. Дженксом. Он указал на многозначность этого стиля – «радикального эклектизма» [1].

Огромная территория Российской Федерации с разным климатом, населенная множеством народностей с их национальными и местными традициями, повлияла на проявление региональных особенностей российского постмодернизма [9–11]. Каждый регион выражает свои особенности по-разному, что обычно связано с обращением к исторической памяти конкретного места [12]. В исторических центрах городов остро стоит вопрос сохранения ценной исторической застройки, где в то же время необходимо вести новое строительство [10]. В связи с этим возникает профессиональная потребность мягкого, тактичного включения новой застройки, диалогичного взаимодействия с окружением [6]. Предшествующий постмодернизму советский модернизм нарушал сложившийся веками масштаб города типовыми одинаковыми коробками серых панельных домов, которые быстро набирали этажность, становясь диссонирующими объектами. Формировалась и дискомфортная урбанизированная среда для человека. Постмодернизм, основываясь на законе преемственности, сохранял целостность исторического окружения [13]. Постмодернизм – в определенной степени новое прочтение эклектики на новом этапе, но с использованием новых материалов, технологий и достижений предшествующего модернизма. Постмодернизм привнес образную и художественную выразительность, которая отсутствовала в эпоху технологизма 1960–1970-х гг. [3]. Архитекторы-постмодернисты обращались к историзму в архитектуре XIX – начала XX в., где находили синтез нового и исторического, используя при этом методы стилизации и интерпретации [7]. Постмодернисты свободу творчества видят «во вседозволенности по отношению к использованию форм прошлых архитектурных стилей» [2], что создает широкий спектр поисков.

Для жилых домов средней этажности в Москве 1990-х гг. характерно обращение к историзму, причем порой к национальным русским традициям и формам [7]. Так, «Дом-теремок» в 1-м Хвостовом пер., 5 в Москве (арх. А.Б. Щукин, М.Г. Леонов, 1997 г.) явля-

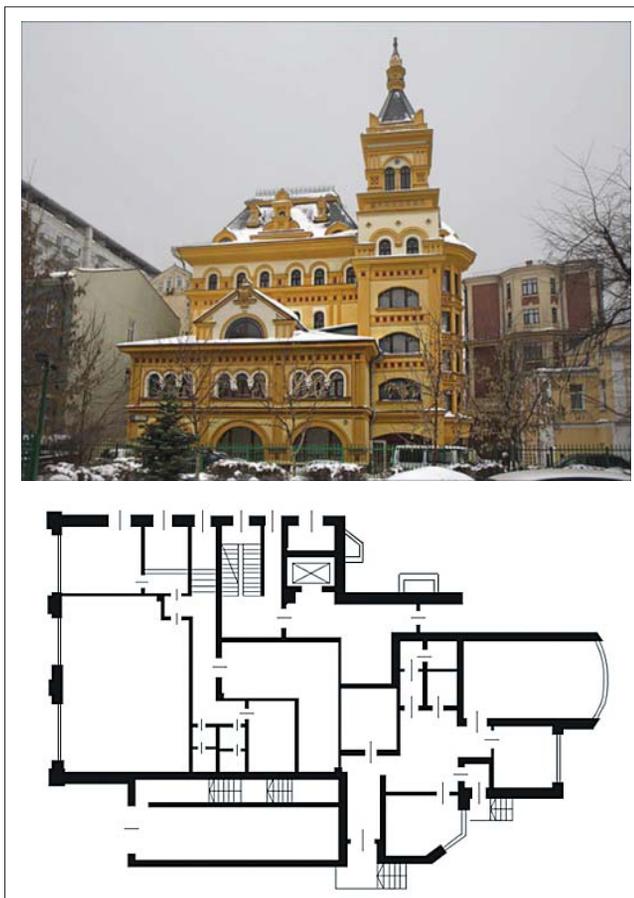


Рис. 1. «Дом-теремок» в Москве (1-й Хвостов пер., 5). Арх. А.Б. Щукин, М.Г. Леонов, 1997 г. (<https://kudago.com/msk/place/zdanie-teremok/>)

Fig. 1. "House-teremok" in Moscow. Arch. A.B. Shchukin, M.G. Leonov, 1997 (<https://kudago.com/msk/place/zdanie-teremok/>)

ется ярким примером историзма: он выполнен в неорусском стиле (рис. 1). Жилой четырехэтажный дом расположен в исторической части города. Данный прием контекстуален исторической застройке Замоскворечья, а также напоминает об эклектичных доходных домах и особняках архитекторов И.П. Ропета и В.А. Гартмана XIX в., выполненных в фольклорном варианте неорусского стиля. Дом является авторской фантазией на тему «русского узорочья» XVII в., вызывая в памяти ассоциации со средневековыми княжескими теремами (А. Гарднер, В. Седов. Жилой дом в Хвостовом переулке. Дата обращения: 04.11.20. <http://www.drumsk.ru/arch/detail.php?ID=1995>). Ступенчатая композиция дома живописна и асимметрична. Дом является уникальным постмодернистским произведением архитектуры, отдельно стоящим выразительным объектом, Планировка дома-терема также подчинена стилистике, напоминая систему компактных объемов теремных палат. Здание выполнено в кирпиче, оштукатурено и окрашено в теплой цветовой гамме. Декоративные элементы выделяются другим цветом.

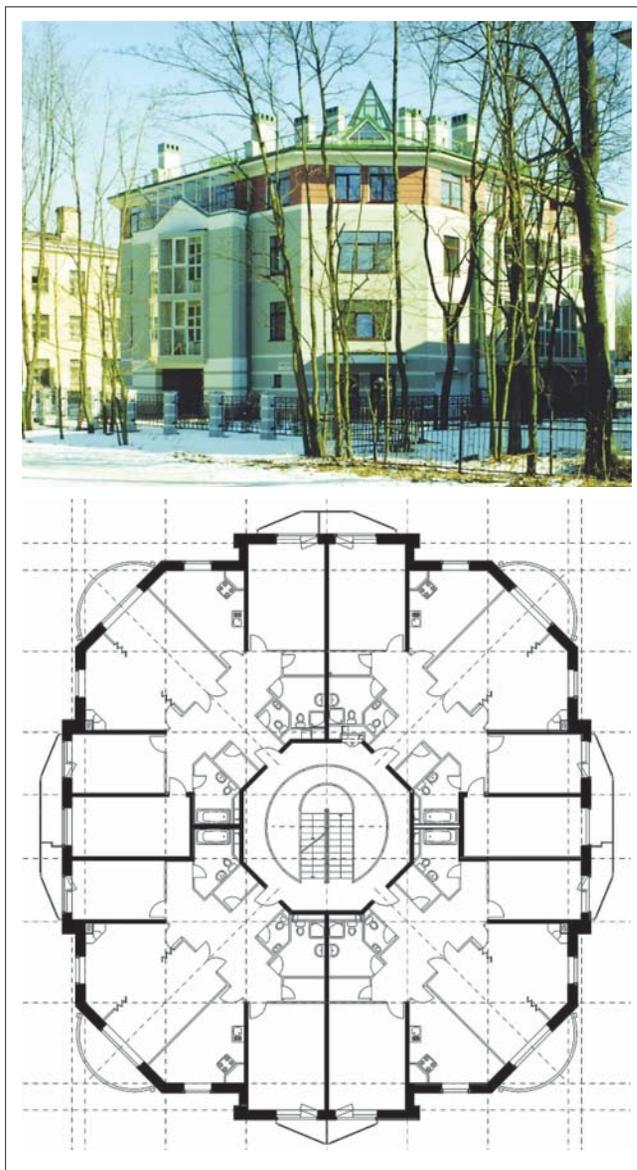


Рис. 2. Жилой дом в г. Пушкине, Ленинградская обл. (Софийский бул., 7). Арх. Н.И. Явейн, 2001 г. (<https://archi.ru/projects/russia/4554/zhiloi-dom-v-pushkine>)

Fig. 2. Residential building in Pushkin. Arch. N.I. Yawain, 2000–2001 (<https://archi.ru/projects/russia/4554/zhiloi-dom-v-pushkine>)

Для жилых домов средней этажности в Санкт-Петербурге, наоборот, характерна традиционная симметрия, регулярность, парадность, свойственная классицистической застройке города и его пригородов в целом [7]. Жилой четырехэтажный дом в пригороде Северной столицы – г. Пушкине (Софийский бул., 7), арх. Н.И. Явейн, 2001 г., является примером контекстуализма (рис. 2). Новый дом построен на стыке исторического и современного города. Архитектура в Пушкине неоднородная, от зданий-памятников федерального значения до безликих домов из силикатного кирпича 1960-х гг. Этажность этого жилого дома подчинена ближайшему окружению. Дом представляет собой компактный восьмиугольный

объем с центральной осью симметрии. Жилой дом практически не видно с проезжей части, он надежно спрятан за плотно растущими деревьями. План дома полностью симметричен. Центральным ядром выступает лестница с фонарем верхнего света, вокруг которой расположены квартиры. Фасады выполнены в штукатурке, первый этаж рустованный, мансардный выделен красным кирпичом. В декоре фасадов используется современная интерпретация упрощенных элементов классики (линейный руст, треугольные фронтоны, карниз).

Архитектура Нижнего Новгорода с середины 1990-х гг. сформировала свой стиль, отличающийся от того, что строилось в столицах и остальных крупных городах России. Традиционалистические течения призваны были сохранить преобладающий эклектичный стилевой контекст 800-летнего города. Поэтому нижегородские архитекторы обратились к местной истории, к провинциальной культуре региона [5].

Жилой дом средней этажности (Холодный пер., 2, арх. А.А. Худин, О.П. Гаврилов, О.В. Орельская, 1996 г.) является примером частичного историзма в сочетании с метафорой (рис. 3). Дом находится в исторической части города и восходит к композиции Покровской церкви, располагавшейся поблизости и утраченной в 1930-е гг. Объемная композиция дома строится по принципу «храм-корабль». Четверик



Рис. 3. Жилой дом в Нижнем Новгороде (Холодный пер., 2). Арх. А.А. Худин, О.П. Гаврилов, О.В. Орельская, 1996 г.

Fig. 3. Residential building (Nizhny Novgorod). Arch. A.A. Khudin, O.P. Gavrilov, O. V. Orelskaya, 1996

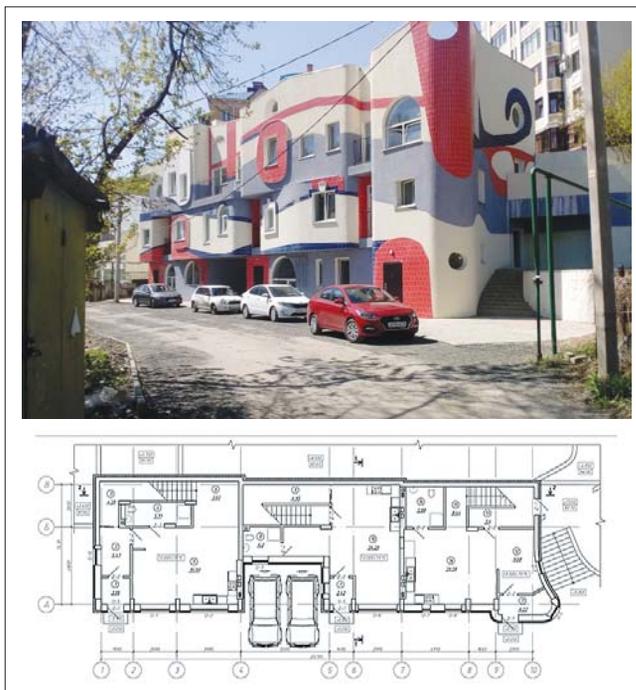


Рис. 4. Жилой дом в Казани (ул. Курашова, 5). Арх. Б.О. Маскутов, 2019 г. (<https://martinian.livejournal.com/272291.html>) (План из личного архива автора)

Fig. 4. Residential building in Kazan. Arch. B.O. Maskutov, 2019 (<https://martinian.livejournal.com/272291.html>)

дома увенчан пятиглавием. Роль барабанов выполняют вентиляционные шахты. Отдаленным прообразом объема флигеля-гаража является вилла Ротонда. Дом как бы заполнил смысловую пустоту переулочка, образовавшуюся в результате разрушения церкви в 1930-е гг. Центральный акцент на уличном фасаде в виде характерного для провинции трехпилястрового портика нарушает академическую классичность произведения. Здесь присутствует определенная постмодернистская ироничность, выраженная отсутствием еще одной колонны портика, использованием накладных остроугольных фронтонычков над лоджиями и окнами. Наблюдается и переосмысление палладианских канонов в соединении с провинциальной эклектикой ближайшего окружения. Функционально-планировочная структура состоит из двух разноэтажных объемов с продольной осью симметрии. Два первых рустованных этажа выделены охристым цветом, мансардный этаж отличается светлым оттенком, декоративные элементы белые.

Жилой трехэтажный дом в Казани (ул. Курашова, 5. Арх. Б.О. Маскутов, 2019 г.) находится в центральной части города (рис. 4), рядом с ним расположены частные жилые дома. Дом, расположенный по красной линии улицы, обладает пластичной фронтальной композицией. Функционально-планировочная структура здания поделена на три ризалита-блока, рассчитанных на три семьи. Фасады здания напо-

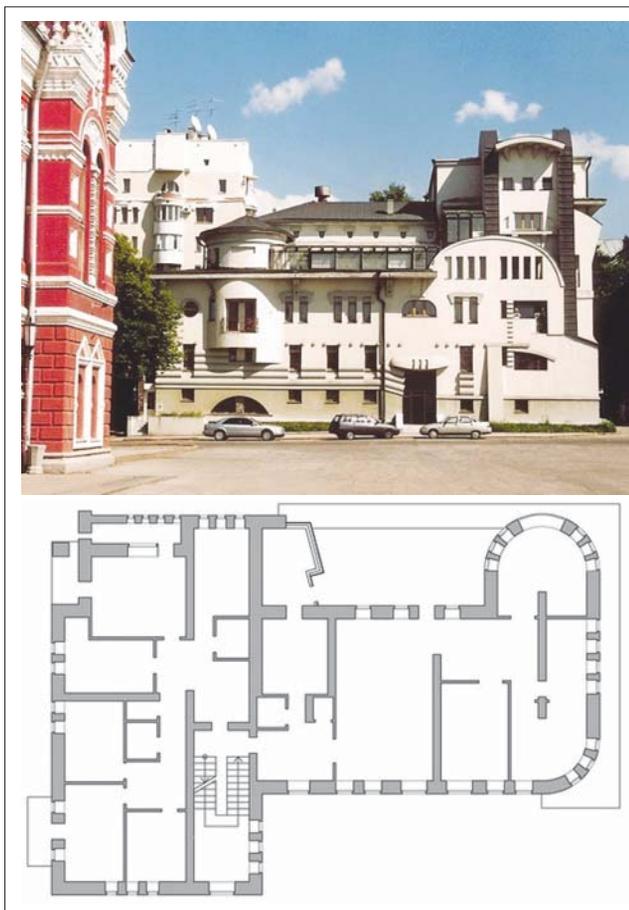


Рис. 5. Жилой дом «Муха» в Самаре (Театральная пл.). Арх. Л.В. Кудеров, 1993–1995 гг. ([https://www.alpha-samara.com/portfolio/?rubric\\_1=10&id=34&pid=2](https://www.alpha-samara.com/portfolio/?rubric_1=10&id=34&pid=2))

Fig. 5. Residential house «Mukha» in Samara. Arch. L.V. Kuderov, 1993–1995 ([https://www.alpha-samara.com/portfolio/?rubric\\_1=10&id=34&pid=2](https://www.alpha-samara.com/portfolio/?rubric_1=10&id=34&pid=2))

минают архитектурные решения экстравагантных домов австрийского архитектора, дизайнера и художника Ф. Хундертвассера, которые отличаются экстремальной оригинальностью, привлекая внимание горожан своей пестрой цветовой гаммой и необычной геометрией. Тема суперграфики в решении уличного фасада делает это здание контрастным по отношению к окружению, но при этом масштаб и характер его членений на отдельные объемы позволяет ему адаптироваться к масштабу ближайшей застройки улицы.

Жилой дом «Муха» в Самаре (Театральная пл., арх. Л.В. Кудеров, 1993–1995 гг.) также находится в центральной части города (рис. 5) и построен на месте снесенного двухэтажного деревянного дома (Е. Нектаркин. Самара 2.0 Архитектор Леонид Кудеров о свободных 90-х, новых ценностях 2000-х и доме «Муха». Дата обращения: 04.11.20. <https://drugoigorod.ru/kuderov>). Жилой четырехэтажный дом – Т-образный в плане, имеет девять шестикомнатных квартир. Дом обладает переменной этажностью, что обусловлено близостью соседнего пятиэтажного



Рис. 6. Жилой дом в Новосибирске (ул. Шевченко, 17).  
Арх. М.З. Казаков, 2015 г. (<https://bfc.ru/companies/objects/20/zhiloy-dom-na-ul-shevchenko/>)

Fig. 6. Residential building in Novosibirsk. Arch. M.Z. Kazakov, 2015  
(<https://bfc.ru/companies/objects/20/zhiloy-dom-na-ul-shevchenko/>)

здания Самарского государственного института культуры. Архитектурная пластика современного дома определяется наличием эркеров, напоминая приемы модерна начала XX в., памятники которого во многом украшают исторический центр города.

Новосибирск – относительно молодой сибирский город, в котором сохранился небольшой процент исторической застройки XIX–XX вв., а основная ее часть относится к эпохе советского модернизма. Поэтому перед архитекторами в меньшей степени стояли задачи взаимодействия с историческим контекстом за счет исторического декора. Идеи частичного историзма нашли свое отражение в архитектуре Новосибирска в несколько отличающейся, специфичной форме [4].

#### Список литературы

1. Дженкс Ч. Язык архитектуры постмодернизма. М.: Стройиздат, 1985. 136 с.

Так, жилой дом в Новосибирске (ул. Шевченко, 17, арх. М.З. Казаков, 2015 г.) является примером частичного историзма (рис. 6). Здание располагается в центральной части города, в тихом месте, неподалеку от здания Сибирской академии госслужбы. Четырехэтажный жилой комплекс построен в середине 1990-х гг. Композиция дома представляет собой замкнутый двор с отдельными входами в квартиры. Всего запроектировано 18 многоуровневых квартир, каждая квартира является таунхаусом с двумя отдельными входами. Силуэт дома определяется скатной кровлей, свойственной традиционным русским домам прошлых столетий. В решении современных фасадов отсутствует декор, но выразительность силуэта достигнута за счет выступающих башенок и объемов мансард. Первый этаж выполнен в сером отделочном кирпиче, вышележащие этажи оштукатурены. Архитектурой дом навеивает воспоминания об утраченной исторической застройке.

Рассмотрев ряд жилых домов средней этажности, выполненных в постмодернизме [9] рубежа XX и XXI вв. в городах разных регионов России, можно констатировать, что постмодернизм в архитектуре жилых зданий средней этажности характерен не только для столичных, но и для всех крупных городов России. При этом жилые дома средней этажности находятся преимущественно в центральной части городов, что в основном обусловлено наличием разновременной исторической среды. В основном это единичные объекты и дома-кварталы, имеющие выразительную объемную структуру. Наиболее популярными направлениями постмодернизма в российских регионах при строительстве жилых домов средней этажности (в соответствии с выявленными Ч. Дженксом стилистическими течениями в рамках сложного феномена постмодернизма) являются историзм, частичный историзм и контекстуализм, реже встречаются примеры, восходящие к метафорам.

Постмодернизм помогает архитекторам разнообразно и индивидуально решать сложный вопрос взаимодействия исторического контекста с новыми архитектурными объектами.

#### References

1. Dzhensk Ch. Yazyk arkhitektury postmodernizma [Language of architecture of postmodernism]. Moscow: Stroyizdat. 1985. 136 p.
2. Ivaneko T.Yu. A bit of modernity in the cold snows: Hotel Marriott in Novosibirsk. *Sovremennaya arkhitektura etc.* 2014. No. 6, pp. 90–115. (In Russian).
3. Ikonnikov A.V. Arkhitektura XX veka [Architecture of the XX century. Utopias and reality]. Vol. 2. Moscow: Progress-Traditsiya. 2002. 669 p.

- Иванеко Т.Ю. Немного модерна в холодных снегах: Отель Marriott в Новосибирске // *Современная архитектура etc.* 2014. № 6. С. 90–115.
- Иконников А.В. Архитектура XX века. Утопии и реальность. Т. 2. М.: Прогресс-Традиция, 2002. 669 с.
- Кисельникова Д.Ю. Постмодернизм в архитектуре Новосибирска 1990–2010-х годов // *Приволжский научный журнал.* 2018. № 1. С. 139–144.
- Орельская О.В., Худин А.А. Постмодернизм. Н. Новгород: ООО «Бегемот–НН», 2019. 240 с.
- Худин А.А. Архитектура городских жилых домов эпохи постмодернизма за рубежом // *Жилищное строительство.* 2017. № 8. С. 30–33.
- Худин А.А. Постмодернизм в архитектуре Москвы и Санкт-Петербурга: черты сходства и отличия // *Приволжский научный журнал.* 2015. № 3. С. 161–165.
- Худин А.А. Сходство и отличие постмодернизма в зарубежной и российской архитектуре // *Приволжский научный журнал.* 2014. № 1. С. 89–93.
- Добрицына И.А. Поэтика постмодернистской архитектуры. В кн.: Теория композиции как поэтика архитектуры. М.: Прогресс-Традиция, 2002. 568 с.
- Бондаренко И.А. Современное и несовременное в городской застройке. В кн.: Современная архитектура мира. М.; СПб.: Нестор-История, 2014. С. 23.
- Есаулов Г.В. От полистилизма к глобальному регионализму. В кн.: Современная архитектура мира. М.; СПб.: Нестор-История, 2012. С. 247.
- Худин А.А. Авторские концепции в архитектуре западного постмодернизма // *Приволжский научный журнал.* 2014. № 2. С. 120–124.
- Рябушин А.В., Шукурова А.Н. Творческие противоречия в архитектуре Запада. М.: Стройиздат, 1986. 272 с.
- Kiselnikova D. Yu. Postmodernism in the architecture of Novosibirsk in the 1990–2010. *Privolzhskii nauchnyi zhurnal.* 2018. No. 1, pp. 139–144. (In Russian).
- Orel'skaya O.V., Khudin A.A. Postmodernizm [Postmodernism]. Nizhny Novgorod: ООО «Begemot–NN». 2019. 240 p.
- Khudin A.A. Architecture of urban dwelling houses of the postmodern era abroad. *Zhilishchnoe stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 8, pp. 30–33. (In Russian).
- Khudin A.A. Postmodernism in the architecture of Moscow and St. Petersburg: similarities and differences. *Privolzhskii nauchnyi zhurnal.* 2015. No. 3, pp. 161–165. (In Russian).
- Khudin A.A. Similarity and difference between postmodernism in foreign and Russian architecture. *Privolzhskii nauchnyi zhurnal.* 2014. No. 1, pp. 89–93. (In Russian).
- Dobritsyna I.A. Poetika postmodernistskoi arkhitektury [Poetics of postmodern architecture. In kN. Theory of composition as poetics of architecture]. Moscow: Progress-Traditsiya. 2002. 568 p.
- Bondarenko I.A. Sovremennoe i nesovremennoe v gorodskoi zastroyke [Modern and unmodern in urban development]. Moscow; Saint Peterburg: Nestor-Istoriya. 2014. 23 p.
- Esaulov G.V. Ot polistilizma k global'nomu regionalizmu [From a polistilizm to global regionalism]. Moscow; Saint Peterburg: Nestor-Istoriya. 2012. 247 p.
- Hudin A.A. Author's concepts in architecture of the western postmodernism. *Privolzhskii nauchnyi zhurnal.* 2014. No. 2, pp. 120–124. (In Russian).
- Ryabushin A.V., Shukurova A.N. Tvorcheskie protivorechiya v arkhitekture Zapada [Creative contradictions in the architecture of the West] Moscow: Stroyizdat. 1986. 272 p.

## СПЕЦИАЛЬНАЯ ЛИТЕРАТУРА

### 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 699.841

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-40-49>

А.В. МАСЛЯЕВ, канд. техн. наук (victor3705@mail.ru)

Научно-исследовательская сейсмическая лаборатория (400117, г. Волгоград, ул. Землячки, 27, корп. А)

## О безопасности массовых жилых и общественных зданий при опасных природных воздействиях

Обязанность строителей не допускать человеческих жертв при воздействии опасных природных явлений указана в п. 1 ст. 1 Федерального закона № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», где четко указано, что «настоящий Федеральный закон принимается в целях защиты жизни и здоровья граждан, имущества физических или юридических лиц, государственного или муниципального имущества...». Однако нормативный уровень риска в ГОСТ 31937–2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния» допускает человеческие жертвы в массовых жилых и общественных зданиях при воздействии опасных природных явлений. Известно, что при расчете массовых жилых и общественных зданий только на минимальные нормативные значения опасных воздействий человеческих жертв не избежать. Специалисты знают, что главной характеристикой всех опасных природных явлений на Земле (землетрясения, наводнения и т. д.) является цикличность их проявления (значительные спады обязательно сменяются значительными усилениями). Именно поэтому, например, населенные пункты как самые крупные объекты капитального строительства в России со сроком эксплуатации в одну тысячу и более лет должны рассчитываться на максимальные воздействия опасных природных явлений. Однако в нормативном комплекте сейсмических карт ОСР-2015 для отдельных регионов России приведены только усредненные (заниженные) значения таких важнейших характеристик землетрясений, как интенсивность и повторяемость.

**Ключевые слова:** опасные природные воздействия, здание, населенный пункт, риск, защита жизни людей, федеральный закон, нормативный документ.

**Для цитирования:** Масляев А.В. О безопасности массовых жилых и общественных зданий при опасных природных воздействиях // *Жилищное строительство*. 2021. № 1–2. С. 40–49.

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-40-49>

A.V. MASLYAEV, Candidate of Sciences (Engineering) (victor3705@mail.ru)  
Research Seismic Laboratory (27, bldg. A. r. 51, Zemlyachki Street, Volgograd, 400117, Russian Federation)

### About the Safety of Mass Residential and Public Buildings in Case of Dangerous Natural Influences

The obligation for the construction system of Russia to prevent human casualties in construction projects under the influence of hazardous natural phenomena is clearly indicated in paragraph 1 of Article 1 of Federal Law No. 384-FZ «Technical regulations on the safety of buildings and structures», where it is clearly stated that «this Federal law is adopted in order to protect the life and health of citizens, the property of individuals or legal entities, state or municipal property...». However, the regulatory level of risk in GOST 31937–2011 «Buildings and structures. Rules for inspection and monitoring of technical condition» allows human casualties in mass residential and public buildings when exposed to dangerous natural phenomena. It is known that when calculating mass residential and public buildings only for the minimum normative values of dangerous impacts, human casualties cannot be avoided. Specialists know that the main characteristic of all natural hazards on Earth (earthquakes, floods, etc.) is cyclical in their manifestation (significant declines are necessarily replaced by significant increases). That is why, for example, settlements as the largest capital construction projects in Russia with a service life of one thousand years or more should be calculated only for the maximum impacts of natural hazards. However, the standard set of seismic maps OSR-2015 for certain regions of Russia shows only the average (underestimated) values of such essential characteristics of earthquakes as intensity and repeatability.

**Keywords:** natural hazards, building, settlement, risk, protection of human life, Federal law, regulatory document.

**For citation:** Maslyayev A.V. About the safety of mass residential and public buildings in case of dangerous natural influences. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 1–2, pp. 40–49. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-40-49>

С целью предварительной оценки деятельности строительной системы России проанализируем нормативное понятие и значение допустимого уровня риска  $P=5 \times 10^{-6}$  из приложения Ф (ГОСТ 31937–2011 «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния»), который, как

известно, является одним из важнейших критериев для оценки профессионализма основных положений федеральных законов и нормативных документов РФ строительного содержания. Прежде рассмотрим определение самого риска в приложении Ф (ГОСТ 31937–2011), с которым просто невозможно

согласиться: «...риск нанесения зданию (сооружению) ущерба определенного уровня при опасном воздействии данной интенсивности за срок службы объекта...». Как видим, здесь риск – это ущерб зданию от воздействия, например, землетрясения определяется только за срок его службы. Срок службы здания в расчетах рисков допускается учитывать только в одном случае, когда оно будет утилизироваться сразу после своей эксплуатации и на его месте не будет возводиться другое новое здание. В настоящее время при сносе жилого здания на территории какого-нибудь населенного пункта на его месте тут же возводится другое новое жилое здание, поэтому недопустимо считать, что срок службы такого жилого здания закончился. Именно поэтому срок службы отдельного жилого и общественного здания следует приравнивать к длительности жизненного цикла населенного пункта, которая составит тысячу лет, когда, например, каждое жилое здание со 100% вероятностью будет подвергнуто воздействию землетрясения с максимальной интенсивностью. Однако в формуле Ф. 2 (ГОСТ 31937–2011) по определению риска предусмотрены еще и два множителя для определения вероятности встречи природной опасности с объектом в пространстве и времени с учетом указанного срока службы для массовых зданий по табл. № 1 4.3 (ГОСТ 27751–2014 «Надежность строительных конструкций и оснований») не менее 50 лет. К тому же в [1] обосновано, что, например, в сейсмоопасных районах России в любой день текущего года может произойти землетрясение с разной интенсивностью на территории какого-нибудь населенного пункта. В этом случае значения реальных рисков будут значительно выше расчетных. Поэтому можно сказать, что нормативный подход к определению рисков для массовых жилых и общественных зданий населенных пунктов России необоснованно занижает значения расчетных рисков по сравнению с будущими их реальными рисками.

Для сравнения расчетных рисков с реальными значениями выполним расчет сейсмического риска по формуле 2 из [2], в которой отсутствуют два нормативных множителя с определением вероятностей встречи объекта в пространстве и времени. По формуле 2 из [2] определяем, например, число человеческих жертв в населенном пункте с населением в 500 тыс. человек при расчетном землетрясении в зависимости от заданного нормативного риска (например, при Спитакском землетрясении 1988 г. одновременно даже многие крупные населенные пункты Армении были подвержены этому значительному сейсмическому воздействию):

$$I_{\text{жертв}} = P_{\text{чел./год}} \times N_{\text{людей}} / Y_{\text{в год}}, \quad (1)$$

где  $P_{\text{чел./год}} = 5 \times 10^{-6}$  – значение допустимого риска для людей за год;  $N_{\text{людей}}$  – число людей 500 тыс. чел. в населенном пункте;  $Y_{\text{в год}}$  – вероятность землетрясения за год (определяется делением единицы на повторяемость землетрясения по карте А раз в 500 лет);

$$I_{\text{жертв}} = 5 \times 10^{-6} \times 5 \times 10^5 / 0,002 = 1250 \text{ чел.}$$

Из приведенного расчета по формуле 1 видим огромное число человеческих жертв в зданиях населенного пункта России при землетрясении, которое допускает нормативный риск. Но при этом следует обратить внимание на тот факт, что в расчетах рисков используется показатель вероятности землетрясения за год ( $Y_{\text{в год}}$ ), который для массовых жилых и общественных зданий определяется делением единицы на минимальную повторяемость землетрясения по сейсмической карте А, равной 500 годам. Во всех нормативных сейсмических картах А, В, С показаны только усредненные значения повторяемости землетрясений по отдельным регионам. Это означает, что и риски определяются только для регионов, в то время как федеральные законы и нормативные документы РФ строительного содержания предназначены для возведения строительных объектов на всей территории России. Именно поэтому в расчетах сейсмических рисков следует использовать значение повторяемости землетрясения для всей территории России (например, на огромной территории Земли каждый день где-то происходит сильное землетрясение, т. е. на большей рассматриваемой территории вероятность землетрясения возрастает). В [1] в качестве примера приведены даты только двух прошедших сильных землетрясений на территории СССР с разницей во времени всего лишь примерно в 1,5 года, а не в 500 лет, как это указано в сейсмической карте А: 1. Дагестанское землетрясение в мае 1970 г. 2. Петропавловск-Камчатское землетрясение в ноябре 1971 г. Поэтому в [1] для расчета федеральных рисков (вместо региональных рисков) предложено использовать повторяемость землетрясений раз в 50 лет. Для иллюстрации влияния повторяемости землетрясения на человеческие жертвы при заданном нормативном риске в вышеприведенную формулу введено новое значение – один раз в 50 лет для всей территории России:

$$I_{\text{жертв}} = 5 \times 10^{-6} \times 5 \times 10^5 / 0,02 = 125 \text{ чел.}$$

Как видим, при повторяемости землетрясения один раз в 50 лет, при существующем нормативном риске в населенном пункте с населением в 500 тыс. чел. допускается гибель людей значительно меньше – не более 125 чел. Это говорит только о том, что существующие нормативные риски допускают огромные человеческие жертвы при воздействиях опасных при-

родных явлений. Поэтому если в дальнейшем на территориях населенных пунктов России повторяемость землетрясений произойдет примерно через 50 лет, то за 500 лет суммарные федеральные человеческие жертвы увеличатся во много раз. При этом следует ожидать значительно больших человеческих потерь в зданиях по сравнению с расчетными. Но расчеты показывают, что только при значении нормативного допустимого риска  $P=10^{-8}$  на территориях населенных пунктов не будет человеческих жертв. Например, в Голландии нормативный индивидуальный риск равен  $10^{-8}$ , а максимальное его значение не должно превышать  $10^{-6}$  [3]. Допускать человеческие жертвы даже в расчетах массовых жилых и общественных зданий в случае опасного природного явления противоречит азбуке основных человеческих правил.

Для сопоставления расчетных человеческих потерь в зданиях при землетрясении с их реальными значениями приведем некоторые примеры этих последствий. Так, например, при Спитакском землетрясении 1988 г. на территории Армении под его воздействием оказались сразу несколько крупных населенных пунктов, в которых погибло примерно 25 тыс. чел. При землетрясении в Нефтегорске 1995 г. (Сахалин) погибло более 2 тыс. чел. Эти два примера подтверждают, что реальные человеческие жертвы в зданиях на территории России при реальном землетрясении во много раз превосходят их расчетные значения. Для сравнения приведем последние примеры человеческих жертв при некоторых землетрясениях на территории Японии: при землетрясении Тьюцу (Япония) 2004 г. с магнитудой 6.7 погибли 40 чел., а при землетрясении Фукусима (Япония) 2011 г. с магнитудой 6.6 погибли 7 чел. [4]. Как видим, приведенное сравнение по количеству человеческих потерь в зданиях при землетрясении говорит далеко не в пользу России.

Как видно из формулы 1, на показатель сейсмических рисков кроме интенсивности землетрясения значительное влияние оказывает и показатель повторяемости землетрясений. Поэтому с целью выявления этих реальных характеристик на территории СССР и ряда зарубежных стран за последние примерно 80 лет в [5] по статистике выявлен последний период всплеска сейсмической активности с его началом примерно с конца 40-х гг. и при окончании в конце 70-х гг. XX в. Получилось, что в течение примерно 30 лет на территории СССР происходили землетрясения с высокой интенсивностью, а главное, с гораздо меньшим временем их повторяемости, которое вообще не учитывается в нормативном комплекте сейсмических карт ОСР-2015 и в СП 14.13330.2018. Другими словами, иногда происходящие всплески сейсмической активности земле-

трясений на Земле, которые, оказывается, играют решающую роль в сохранности строительных объектов и жизни людей, в нормативных сейсмических картах ОСР-2015 не отражены. Поэтому в [5] делается вывод, что в нормативном комплекте сейсмических карт ОСР-2015 для территорий населенных пунктов России следует учитывать характеристики только тех землетрясений, которые происходили в самый последний период их самой высокой сейсмической активности. Так, например, на территории Камчатки с 1952 по 1974 г. произошло 11 землетрясений с магнитудой от 6 и до 8.5 при усредненной повторяемости землетрясений один раз в два года, а на территории Прибайкалья – 7 землетрясений со средней повторяемостью один раз в 2,5 года (в ОСР-2015 самое малое значение повторяемости землетрясения один раз в 500 лет) [5]. Или пример повторяемости почти каждый год затоплений сотен населенных пунктов в России. Но при этом особенно удивляет тот факт, что после затопления многих населенных пунктов в России их причины никогда не анализируют российские ученые. Этим затоплениям населенных пунктов способствует и положение в п. 13.6 СП 42.13330.2016, где указывается, что в расчетах затопления территорий населенных пунктов следует учитывать максимальный горизонт воды только за короткое время 100 лет.

Чтобы не допускать человеческих жертв в массовых жилых и общественных зданиях при воздействиях опасных природных явлений, строительная система России должна прежде всего расчет этих строительных объектов производить только на характеристики землетрясений, наводнений, которые произошли в самый последний период их наибольшей активности [5]. Это позволит исключить даже малую вероятность превышения интенсивности сейсмического воздействия от реального землетрясения над расчетным сейсмическим воздействием. Другими словами, эту самую важнейшую строительную задачу можно решить только за счет, например, обоснованного увеличения расчетного сейсмического воздействия при землетрясении на массовые жилые и общественные здания населенных пунктов.

#### **Корректировка правил федеральных законов и нормативных документов РФ строительного содержания для исключения человеческих жертв в массовых жилых и общественных зданиях при воздействии землетрясения**

Как обосновывалось в [6, 7], в федеральных законах и нормативных документах РФ строительного содержания прежде всего отсутствует признание всем известного и важнейшего жизненного факта,

что большая часть массовых жилых и общественных зданий размещена на территориях населенных пунктов России. Более того, ни в одном из федеральных законов и нормативных документов РФ строительного содержания нет даже определения населенного пункта в виде объекта капитального строительства. Ибо признание населенного пункта объектом капитального строительства, у которого длительность жизненного цикла равна примерно одной тысяче и более лет, сразу потребует от авторов федеральных законов и нормативных документов РФ строительного содержания разработать дополнительные правила по защите этого самого крупного объекта капитального строительства от воздействия опасного природного явления [7]. Особенность правила по защите населенного пункта как объекта капитального строительства заключается в том, что его массовые жилые и общественные здания образуют главнейшую капитальную структуру застройки, в которой к тому же размещена основная часть населения, жизнь и здоровье которого согласно ст. 72 Конституции РФ, федеральная и региональная власть обязана защитить при воздействиях опасных природных явлений. Поэтому выбор сейсмической карты для расчетов массовых жилых и общественных зданий должен также основываться на математическом определении наибольшей вероятности уровня сейсмического воздействия за время длительности жизненного цикла населенного пункта в одну тысячу и более лет [8].

Согласно п. 5.2 СП 14.13330.2018 «Строительство в сейсмических районах» (с изменением № 1) для расчета сейсмостойких зданий и сооружений используется наиболее вероятная нормативная интенсивность землетрясения только за короткое время 50 лет (за время эксплуатации «одинокого» здания с нормальной ответственностью). Поэтому из-за непризнания населенных пунктов России самыми крупными объектами капитального строительства не только федеральными законами и нормативными документами РФ строительного содержания, но и Федеральным законом № 68-ФЗ «О защите населения и территорий от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера» возникает мысль о том, что разработка главных положений сделана под руководством чиновников из Правительства Российской Федерации с целью экономии денежных средств.

Свой анализ о возможностях строительной системы России не допускать человеческих жертв при воздействиях опасных природных явлений начнем с напоминания основных правил федеральных законов и нормативных документов РФ строительного содержания, определяющих уровень

ответственности возводимых строительных объектов, от которого в основном и зависит проектный (расчетный) уровень сейсмического воздействия на массовые жилые и общественные здания. Так, например, если жилое здание признается с повышенным уровнем ответственности, то оно, согласно требованиям федеральных законов и нормативных документов РФ строительного содержания, должно рассчитываться только на максимальное воздействие опасного природного явления, в котором люди обеспечиваются наивысшей степенью защиты. А если жилое здание признается с нормальным уровнем ответственности, то оно должно рассчитываться уже только на минимальное воздействие опасного природного явления и люди обеспечиваются наименьшей степенью защиты. Поэтому первой и самой главной отрицательной особенностью строительной системы России следует признать тот факт, что уровень ответственности, например, наиболее массовых жилых и общественных зданий решается без учета главнейшего фактора: в них, например, при землетрясении будет находиться наибольшая часть населения населенного пункта. Об этом свидетельствует приведенное определение уровня ответственности «одинокого» здания или сооружения в п. 26 ст. 2 Федерального закона № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»: «Уровень ответственности – характеристика здания или сооружения, определяемая в соответствии с объемом экономических, социальных и экологических последствий его разрушения». Как видим, уровень ответственности, например, отдельного жилого здания решается без учета расположения рядом многих таких же зданий на территории населенного пункта. Ведь в случае воздействия землетрясения на всей территории населенного пункта общие реальные человеческие жертвы будут равны сумме человеческих жертв во всех его отдельных жилых и общественных зданиях. Именно так и произошло, например, при землетрясении 1995 г. на Сахалине, когда разрушился поселок Нефтегорск, в котором погибло более 2 тыс. чел. Поэтому можно сказать, что вышеприведенное нормативное определение уровня ответственности здания приемлемо только для «одинокого» строительного объекта (за пределами населенного пункта). Поэтому уровень ответственности для многих массовых, например жилых и общественных, зданий населенных пунктов следует определять исходя из объема социальных, экономических и экологических последствий при разрушении сразу всех этих объектов при воздействии опасного природного явления. Из-за вероятных огромных социальных, экономических и эко-

гических последствий на территории населенного пункта при землетрясении можно утверждать, что все его массовые жилые и общественные здания следует считать только с повышенным уровнем ответственности. Признание массовых жилых и общественных зданий населенных пунктов с повышенным уровнем ответственности обосновывает и математическая зависимость вероятного числа человеческих жертв от общего числа людей на этом объекте, что наглядно отражено выше в статье в формуле 1.

Поэтому формула 1 как бы обязывает специалистов при определении уровня ответственности объекта капитального строительства в первую очередь учитывать показатель числа людей. Но этот самый главный критерий для определения уровня ответственности наиболее массовых жилых и общественных зданий в федеральных законах и нормативных документах РФ строительного содержания отсутствует. Это говорит о том, что основные положения в этих документах составляли неспециалисты. Например, в [9] обосновывается число людей и время эвакуации из сейсмостойких жилых и общественных зданий для определения уровня их ответственности. Однако в федеральных законах и нормативных документах РФ строительного содержания для определения уровня ответственности, например, жилых и общественных зданий используется только далекий от этой проблемы критерий по их высоте (этажности). Хотя при этом специалистам хорошо известно, что, например, в общественном здании с гораздо меньшей этажностью, но с зальными помещениями может находиться гораздо больше людей чем в таком же здании без зальных помещений, но с большей этажностью. Такой подход к определению ответственности зданий предусмотрен и в п. 8 ст. 3 Федерального закона № 384-ФЗ, в котором говорится, что «к зданиям и сооружениям повышенного уровня ответственности относятся здания и сооружения, отнесенные в соответствии с Градостроительным кодексом Российской Федерации к особо опасным, технически сложным или уникальным объектам». А в п. 2 ст. 48.1 Федерального закона № 190-ФЗ «Градостроительный кодекс Российской Федерации» записано: «К уникальным объектам относятся объекты капитального строительства... в проектной документации которых предусмотрена хотя бы одна из следующих характеристик: 1) высота более чем 100 м...». Как видим, показатель числа людей в зданиях вообще не используется для определения уровня их ответственности ни в одном из федеральных законов №№ 190-ФЗ, 384-ФЗ. А в табл. 5.3 СП 14.13330.2018 более конкретно указывается перечень зданий с повышенным уровнем

ответственности. Как видим, в федеральных законах №№ 190-ФЗ, 384-ФЗ РФ только волевым способом (без расчета социальных, экономических, экологических последствий на территории населенного пункта) чиновниками Правительства Российской Федерации и их авторами определен конкретный узкий перечень жилых и общественных зданий, которые только и могут при проектировании получить наибольшую степень защиты от воздействия опасного природного явления.

Так как защита населенного пункта от воздействия опасного природного явления означает прежде всего защиту жизни и здоровья людей, для решения этой главной цели строительной системы России необходимо его основные массовые жилые и общественные здания признавать с повышенным уровнем ответственности. Учитывая особую ответственность строительной системы России по защите жизни и здоровья людей в населенных пунктах при воздействии опасного природного явления, в ст. 72 Конституции правильно записано, что эту государственную строительную задачу может решать только совместно федеральная и региональная власть. Поэтому требование ст. 72 Конституции следует понимать только так, что все главные положения федеральных законов и нормативных документов РФ строительного содержания, которые в основном определяют защиту жизни и здоровья людей в жилых и общественных зданиях при воздействиях опасных природных явлений, сегодня решаются их авторами только в зависимости от согласия федеральной власти. В случае катастрофических последствий на территории населенного пункта России при воздействии опасного природного явления основную ответственность должны нести прежде всего чиновники Правительства Российской Федерации и авторы федеральных законов и нормативных документов РФ. С целью исключения человеческих жертв в массовых жилых и общественных зданиях России при воздействиях опасных природных явлений следует в федеральных законах и нормативных документах РФ строительного содержания предусмотреть новые и убрать некоторые главные положения.

Прежде всего строительной системе России все же следует признать, что основная часть массовых жилых и общественных зданий (большая часть людей) размещена на территориях населенных пунктов. Другими словами, в федеральные законы и нормативные документы РФ строительного содержания следует ввести новое и самое главное положение о том, что населенные пункты России являются самыми крупными объектами капитального строительства России с длительностью жизненных циклов в одну тысячу и более лет. Следует также

напомнить, что процесс объективации населенных пунктов в виде присвоения им разных названий был завершен россиянами еще много веков назад. Поэтому задачу определения уровня ответственности зданий и сооружений на территориях населенных пунктов должна решать рабочая группа региональных специалистов из строительной области. В отличие от предусмотренного в федеральных законах №№ 190-ФЗ, 384-ФЗ и нормативных документах СП 14.13330.2018, СП 42.13330.2011 правила, согласно которому только застройщик (заказчик) определяет уровень ответственности только для отдельного здания или сооружения, рабочая группа региональных специалистов уровень ответственности должна определять сразу для всех зданий и сооружений, т. е. для всего населенного пункта, что сегодня никто не делает. Только при рассмотрении населенного пункта как самого крупного объекта капитального строительства строительная система России сможет обеспечить его защиту от воздействия опасного природного явления. Здесь следует также признать тот факт, что заказчик при возведении одного здания просто не может одновременно определять и его функцию по защите всего населенного пункта от воздействия опасного природного явления. Основная проблема по защите населенного пункта от воздействия опасного природного явления подсказывает строительной системе России, что его защиту определяют только прочностные характеристики в основном сразу всех его массовых жилых и общественных зданий. Это вообще не рассматривается в федеральных законах и нормативных документах РФ строительного содержания. Такое решение для расчетов массовых жилых и общественных зданий изначально было принято еще рабочей группой лучших специалистов России в своих рекомендациях по использованию сейсмических карт: «...карта ОСР-97-В... для использования в массовом гражданском и промышленном строительстве...» [10].

Поэтому само признание населенного пункта самым крупным объектом капитального строительства России требует ликвидации положений пп. 6, 11 ст. 3 Федерального закона № 384-ФЗ, в которых идентификацию зданий и сооружений по соответствующим признакам указывает застройщик (заказчик). Также следует убрать положение п. 8 ст. 3 Федерального закона № 384-ФЗ, в котором для определения уровня ответственности зданий и сооружений делается ссылка на положения Федерального закона № 190-ФЗ, в п. 2 ст. 48.1 которого перечисляются только линейные размеры зданий и сооружений при определении уровня их ответственности.

За первым этапом в проектировании, например, массовых жилых и общественных зданий по определению уровня их ответственности следует не менее сложный этап по выбору оптимальной конструктивной системы для этих объектов в зависимости от индивидуальных региональных особенностей грунтовых, гидрогеологических, тектонических, сейсмологических условий территорий населенных пунктов. Как известно, например, в сейсмоопасных районах все эти региональные индивидуальные особенности территорий, как правило, проявляются в конкретных параметрах сейсмического воздействия при землетрясении. Именно поэтому в п. 5.7 СП 14.13330.2018 записано, что расчетную сейсмичность площадки строительства следует устанавливать по результатам сейсмического микрорайонирования (СМР)... с учетом сеймотектонических, грунтовых и гидрогеологических условий. Но это одно из главнейших правил СП 14.13330.2018 для сейсмостойкого строительства почему-то еще так и не реализовалось в виде, например, конкретных «планов (схем) расчетных параметров сейсмических воздействий при землетрясениях различной интенсивности» для территорий конкретных населенных пунктов России. Или другой пример отсутствия в России «планов затопления территорий населенных пунктов при максимальном горизонте воды» за время один раз в одну тысячу лет. Без «планов расчетных параметров воздействия опасных природных явлений на территориях населенных пунктов» невозможно работу строительной системы России признать профессиональной. К одной из главных причин отсутствия «планов расчетных параметров воздействия опасных природных явлений на территориях населенных пунктов» следует отнести прежде всего отсутствие в регионах своих научных центров, которые только и могут выполнить такую сложную научную работу. К основной задаче региональных научных центров следует отнести разработку «планов расчетных параметров воздействия опасных природных явлений на территории населенных пунктов», обоснование оптимальных конструктивных систем для массовых жилых и общественных зданий, что послужит надежной нормативной основой для работы проектировщиков с региональными строительными объектами.

Но к сожалению, в России имеется еще немало регионов, в которых проектировщики массовых жилых зданий даже не учитывают сразу несколько нормативных природно-климатических особенностей своей территории. Так, например, территория Волгоградской области изрезана густой сетью тектонических разломов, которые могут значительно усиливать сейсмические воздействия при землетрясении на здания и сооружения [11, 12]. Более того, согласно

положениям комплекта сейсмических карт ОСР-2015 территория многих населенных пунктов Волгоградской области с 1 января 2000 г. признана сейсмоопасной. Однако даже на сегодняшний день массовые жилые и общественные здания на территориях населенных пунктов Волгоградской области возводятся несейсмостойкими и без учета местоположения тектонических разломов. Поэтому можно заключить, что сегодня по той причине, что большая часть массовых жилых и общественных зданий не защищена от воздействия максимальных опасных природных явлений, при реальных землетрясениях с указанной максимальной интенсивностью на территориях населенных пунктов могут возникнуть разрушения с человеческими жертвами, которые в ст. 1 Федерального закона № 68-ФЗ называются чрезвычайной ситуацией. Другими словами можно сказать, что сегодня даже само название Федерального закона № 68-ФЗ «О защите населения и территорий от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера» говорит о том, что федеральная власть допускает на территориях населенных пунктов России вероятность чрезвычайных ситуаций при воздействиях опасных природных явлений.

К тому же в [13] обосновано, что даже по основным экономическим показателям человечеству просто невыгодно возводить массовые жилые и общественные здания на территориях населенных пунктов с короткими сроками эксплуатации в 50 лет, ибо люди будут вынуждены их быстро сносить и на их месте возводить новые здания с такими же короткими сроками эксплуатации.

Но даже если со временем наиболее массовые жилые и общественные здания населенных пунктов строительная система России признает с повышенным уровнем ответственности, в расчетных положениях СП 14.13330.2018 отсутствуют положения, которые предоставляют возможность проектировщикам использовать в расчетах только обоснованные уровни сейсмических воздействий. Так, например, согласно п. 5.17 СП 14.13330.2018 расчеты здания и сооружения с повышенным уровнем ответственности «...следует выполнять: во временной области с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм...». Но как говорилось [14], в сейсмоопасных районах России практически отсутствуют инженерно-сейсмометрические станции в жилых и общественных зданиях. Поэтому проектировщики в расчетах зданий и сооружений с повышенным уровнем ответственности вынуждены использовать в основном только синтезированные акселерограммы. Однако в п. 5.4 СП 14.13330.2018 для расчетов синтезированных акселерограмм при сейсмичности площадок строительства 8 и 9 баллов по сравнению

с данными ГОСТ 57546–2017 «Землетрясения. Шкала сейсмической интенсивности» почему-то задаются заниженные максимальные амплитуды ускорений соответственно в 1,4 и 1,7 раза. К тому же специалистам известно, что без наличия инструментальных акселерограмм реальных региональных землетрясений точность рассчитанных синтезированных акселерограмм значительно снижается. Поэтому и прочностные характеристики зданий и сооружений (долговечность), которые рассчитывались на такие синтезированные акселерограммы, как правило, с большой вероятностью будут так же заниженными. В правиле п. 5.4 СП 14.2018 по выбору инструментальных и построении синтезированных акселерограмм следует низкие нормативные значения ускорений в уровне основания сооружения заменить на более высокие значения из табл. Б.2 ГОСТ 57546–2017: «Для расчетов во временной области максимальные амплитуды инструментальных или синтезированных ускорений в уровне основания сооружения следует принимать не менее 1; 2,8 и 7 м/с<sup>2</sup> при сейсмичности площадок строительства 7, 8 и 9 баллов соответственно и умножать на коэффициент  $K_0$  по табл. 4.2».

Особенно проблематично в документе СП 14.13330.2018 решается защита жизни и здоровья людей в высотных жилых и общественных зданиях при землетрясении. Эта проблематичность исходит из того, что в СП 14.13330.2018 отсутствует положение о расчете этих зданий на воздействия повторных сильных землетрясений (толчков). Поэтому в СП 14.13330.2018 отсутствует учет этих силовых воздействий в самих расчетах зданий и сооружений. Самым последним примером разрушительного воздействия на здания и сооружения повторных толчков служит сильное землетрясение в Турции 24 января 2020 г. Наглядным показателем отсутствия расчета зданий и сооружений на воздействия повторных толчков при землетрясении служит нормативная установка в п. 5.16 документа СП 14.13330.2018, что при воздействии только главного подземного толчка с расчетной интенсивностью при землетрясении в сейсмостойких зданиях допускается образование предельно допустимой степени повреждения, равной  $d \leq 3$  без разрушения (обрушения) несущих конструкций. Эта степень повреждения  $d \leq 3$  не допускает образования в зданиях до землетрясения даже минимальной эксплуатационной степени повреждения, равной  $d=1$ , так как обе эти степени повреждения при землетрясении обязательно суммируются с образованием общей степени повреждения  $d=4$ , при которой уже возможны обрушения отдельных частей зданий с гибелью людей. Поэтому и воздействие перво-

го сильного повторного толчка при землетрясении может образоваться в зданиях дополнительную степень повреждения  $d=2$ , которая суммируясь с предельно допустимой степенью повреждения  $d=3$  от первого главного толчка, приведет к образованию уже общей степени повреждения  $d=5$ , при которой здания разрушаются с гибелью людей. Примерно так и произошло при Спитакском 1988 г. и Гаитском 2010 г. землетрясениях, когда основной причиной разрушения зданий с гибелью тысяч людей послужило воздействие именно первого повторного толчка. В [15] предложено увеличить в два раза нормативное значение коэффициента  $K_1$  в расчетной формуле 5.1 СП 14.13330.2018 с целью получения сейсмостойкими зданиями при воздействии главного толчка землетрясения расчетной интенсивности предельно допустимой степени повреждения не более второй степени  $d \leq 2.0$  (вместо третьей нормативной степени), что позволит этим зданиям выдержать воздействия и первого повторного толчка без обрушения его конструкций. Другими словами, обеспечить возможность зданиям и сооружениям выдержать воздействие и первого сильного повторного толчка при землетрясении без обрушения можно только за счет увеличения значения расчетного (проектного) сейсмического воздействия минимум на один балл по сравнению с интенсивностью главного толчка реального землетрясения.

В [16] показано, что по причине отсутствия в федеральных законах и нормативных документах РФ строительного содержания положения о перечне разных «объектов защиты» при воздействиях опасных природных явлений это служит одной из причин отсутствия в СП 14.13330.2018 защиты жизни и здоровья людей в зданиях при землетрясении. Так, например, несмотря на то что в п. 1 ст. 1 Федерального закона № 384-ФЗ указывается, что главной целью для зданий является защита жизни и здоровья граждан, имущества физических и юридических лиц, в положениях делается только попытка защитить жизнь людей, а о защите здоровья людей даже ничего не говорится. Так, например, в п. 3 табл. 5.4 говорится только о «безопасности людей». При этом примерно 100 лет тому назад ученые-медики доказали, что люди в зданиях при воздействии, например, землетрясения получают психическую травму (стресс), которая приводит к обострению у людей «старых» болезней или появлению «новых» болезней, лишает их возможности совершать разумные действия для быстрой эвакуации на открытое безопасное пространство. Более того, в п. 5.3 санитарных норм СН 2.2.4/2.1.8.566–96 «Производственная вибрация, вибрация в помеще-

ниях жилых и общественных зданий» указываются параметры вибрации конструкций зданий, которые определяют степень реакции людей (стресс) на конкретное сейсмическое воздействие. К сожалению, в СН 2.2.4/2.1.8.566–96 рассматриваются только незначительные воздействия на здания и людей от автотранспорта, трамвая и т. д., а сейсмические воздействия от землетрясения не рассматриваются. В [17] показано, что в федеральных законах и нормативных документах РФ строительного содержания предусмотрены в основном положения, которые увеличивают потери здоровья населения в зданиях при землетрясении. Ибо защита жизни и здоровья людей решается только за счет единственного правила по значительному превышению расчетного сейсмического воздействия на здание по сравнению с уровнем сейсмического воздействия от реального землетрясения.

**Выводы.** Для исключения человеческих жертв и потерь здоровья людей в массовых жилых и общественных зданиях при воздействиях опасных природных явлений в федеральных законах и нормативных документах РФ строительного содержания следует предусмотреть следующие новые основные положения.

1. Признание населенных пунктов России самыми крупными объектами капитального строительства является самым важным условием для исключения человеческих жертв и потерь здоровья людей в массовых жилых и общественных зданиях при воздействиях опасных природных явлений.

2. В регионах России требуется образовать свои научные центры для объективного определения: а) параметров воздействия опасных природных явлений на строительные объекты; б) перечня строительных объектов с повышенной ответственностью для населенных пунктов; в) оптимальных конструктивных систем для массовых жилых и общественных зданий населенных пунктов.

3. Из положений федеральных законов и нормативных документов РФ строительного содержания следует исключить математически необоснованный перечень зданий и сооружений с повышенной ответственностью, а также положение о том, что только застройщик (заказчик) определяет уровень ответственности зданий и сооружений.

4. Массовые жилые и общественные здания населенных пунктов следует признать с повышенным уровнем ответственности.

5. Сроки эксплуатации массовых жилых и общественных зданий должны определяться только расчетом на основе минимизации количества их разрушения и на их месте возведения новых зданий за время эксплуатации населенного пункта.

6. Массовые жилые и общественные здания с повышенной ответственностью должны рассчитываться только на параметры тех опасных природных явлений, которые, по анализу автора, периодически проявляются на поверхности Земли в виде «всплеска их наивысшей активности» (например, в комплекте нормативных сейсмических карт ОСР-2015 предусмотрены только усредненные (заниженные) воздействия землетрясений на строительные объекты).

7. Объемно-планировочные и конструктивные решения сейсмостойких зданий должны обеспечивать защиту жизни и здоровья людей при землетрясении.

8. В расчетах массовых жилых и общественных сейсмостойких зданий следует предусмотреть предельно допустимую эксплуатационную степень повреждения не более единицы ( $d \leq 1$ ) и предельно допустимую степень повреждения от воздействия главного толчка ( $d \leq 2$ ).

9. Сейсмостойкие жилые и общественные здания с повышенным уровнем ответственности при времени эвакуации людей на открытое безопасное про-

странство более 4 мин должны рассчитываться и на воздействие первого повторного толчка при землетрясении, а при времени эвакуации более 19 мин – на воздействие и второго повторного толчка.

10. Для расчетов федеральных рисков в массовых жилых и общественных зданиях при воздействиях опасных природных явлений следует использовать допустимый риск, равный  $P=10^{-8}$  (вместо регионального нормативного  $P=5 \times 10^{-6}$ ).

11. В сейсмоопасных районах России Правительство Российской Федерации должно как можно быстрее организовать сеть сейсмометрических станций в жилых и общественных зданиях.

12. Учебный процесс в строительных университетах должен основываться на учете местных (региональных) особенностей воздействия опасных природных явлений на строительные объекты.

13. Только высокий профессионализм строительной системы России может исключить человеческие жертвы и сохранить здоровье людей в массовых жилых и общественных зданиях при воздействиях опасных природных явлений.

#### Список литературы

1. Масляев А.В. Сейсмозащита населенных пунктов России с учетом фактора «непредсказуемости очередного опасного природного явления» // *Жилищное строительство*. 2017. № 11. С. 43–47.
2. Масляев А.В. Населенные пункты России не защищены от воздействия опасных природных явлений // *Жилищное строительство*. 2019. № 5. С. 38–42. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2019-5-36-42>.
3. Гловацкая Н., Лазуренко С., Жукова И. Безопасность человека в обществе: новые ориентиры социально-экономического развития // *Вопросы экономики*. 1992. № 1. С. 41–52.
4. Аптикаев Ф.Ф. Новые строительные нормы: шаг вперед, два шага назад // *Геология и геофизика юга России*. 2020. Т. 10. № 2. С. 71–81.
5. Масляев А.В. Строительная система России не признает воздействия повторных землетрясений на строительные объекты // *Американский научный журнал*. 2020. № 38. С. 41–49. DOI: [10.31618/asj.2707-9864.2020.1/38/12](https://doi.org/10.31618/asj.2707-9864.2020.1/38/12)
6. Аптикаев Ф.Ф., Масляев А.В. Защита жизни и здоровья людей не признаются главной целью при возведении зданий в России // *Жилищное строительство*. 2019. № 11. С. 58–64. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2019-11-58-64>

#### References

1. Maslyayev A.V. Seismic protection of settlements in Russia with due regard for “Unpredictability of the next dangerous natural phenomenon”. *Zhilishnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 11, pp. 43–47. (In Russian).
2. Maslyayev A.V. Russian settlements are not protected against the impact of natural hazards. *Zhilishnoe Stroitel'stvo*. [Housing Construction]. 2019. No. 5, pp. 36–42. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2019-5-36-42>
3. Glovatskaya N., Lazurenko S., Zhukova I. Human security in society: novye landmarks of socio-economic development. *Voprosy ekonomiki*. 1992. No. 1, pp. 41–52. (In Russian).
4. Aptikaev F.F. New building Codes: one step forward, two steps backward. *Geology and Geophysics of the South of Russia*. 2020. Vol. 10. No. 2, pp. 71–81. (In Russian).
5. Maslyayev A.V. Russian construction system does not recognize the impact of repeated earthquakes on construction sites. *American Scientific Journal*. 2020. No. 38, pp. 41–49. (In Russian). DOI: [10.31618/asj.2707-9864.2020.1/38/12](https://doi.org/10.31618/asj.2707-9864.2020.1/38/12)
6. Aptikaev F.F., Maslyayev A.V. Protection of life and health of people is not recognized as the main goal in the construction of buildings in Russia. *Zhilishnoe Stroitel'stvo*. [Housing Construction]. 2019. No. 11, pp. 58–64. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2019-11-58-64>

7. Масляев А.В. Авторская парадигма строительной системы России // *Жилищное строительство*. 2020. № 1–2. С. 65–71. DOI: <https://doi.org/10.59/0044-4472-2020-1-2-65-71>
8. Масляев А.В. Зависимость сейсмозащиты города при землетрясении от уровня ответственности жилых зданий // *Природные и техногенные риски. Безопасность сооружений*. 2013. № 5. С. 29–32.
9. Масляев В.Н., Масляев А.В. Влияние объемно-планировочных решений зданий на реакцию людей при землетрясении // *Жилищное строительство*. 1991. № 7. С. 9–10.
10. Уломов В.И., Шумилина Л.С. Комплект карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации ОСР-97. Масштаб 1:8000000. Объяснительная записка и список городов и населенных пунктов, расположенных в сейсмоопасных районах. М.: М-во науки и технологий РФ. РАН. Объединенный институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта. 1999.
11. Масляев А.В. Сейсмическая опасность на территории Волгоградской области занижена нормативными картами ОСР-97 за счет упрощения тектонических условий // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2011. № 6. С. 46–49.
12. Масляев А.В. Строительная система Волгоградской области игнорирует защиту жизни и здоровья людей в зданиях при землетрясении // *Жилищное строительство*. 2019. № 1–2. С. 55–58.
13. Масляев А.В. Недолговечность жилых зданий в населенных пунктах России // *Жилищное строительство*. 2017. № 8. С. 39–42.
14. Масляев А.В. Строительная система России не защищает жизнь и здоровье людей в населенных пунктах при землетрясении // *Жилищное строительство*. 2018. № 9. С. 60–63.
15. Масляев А.В. Расчет зданий и сооружений для сохранения жизни и здоровья людей при землетрясении // *Жилищное строительство*. 2009. № 8. С. 33–35.
16. Масляев А.В. Неадекватность федеральных законов и нормативных документов РФ в отсутствие перечня «объектов защиты» при опасных природных и техногенных воздействиях // *Жилищное строительство*. 2018. № 4. С. 44–48.
17. Масляев А.В. Увеличение потерь здоровья населения в зданиях при землетрясении в федеральных законах и нормативных документах РФ // *Жилищное строительство*. 2017. № 4. С. 43–47.
7. Maslyayev A.V. Author's paradigm of the Russia construction system. *Zhilischnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2020. No. 1–2, pp. 65–71. DOI: <https://doi.org/10.59/0044-4472-2020-1-2-65-71>.
8. Maslyayev A.V. Dependence of the city's earthquake protection on level of responsibility of residential buildings. *Prirodnye i tekhnogennye riski. Bezopasnost sooruzhenii*. 2013. No. 5, pp. 29–32. (In Russian).
9. Maslyayev V.N., Maslyayev A.V. Influence of the space-planning decisions of the building on the reaction of people during an earthquake. *Zhilischnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 1991. No. 7, pp. 9–10. (In Russian).
10. Ulomov V.I., Shumilina L.S. The Complete set of cards of the general seismic division into districts of territory of Russian Federation OSR-97. Scale 1: 8,000,000. An explanatory note and the list of cities and the settlements located in seismodangerous areas. Moscow: Ministry of a science and technologies of the Russian Federation. RAN. Incorporated institute of physics of the Earth of O.Yu. Schmidt. 1999.
11. Maslyayev A.V. Seismic danger in territory of the Volgograd region is understated by the standard cards OSR-97 the Russian Federation at the expense of simplification of tectonic conditions. *Seismostoikoe stroitel'stvo. Bezopasnost sooruzhenii*. 2011. No. 6, pp. 46–49. (In Russian).
12. Maslyayev A.V. The building system of the Volgograd oblast ignores protection of life of people in buildings at earthquake. *Zhilischnoe Stroitel'stvo*. [Housing Construction]. 2019. No. 1–2, pp. 55–58. (In Russian).
13. Maslyayev A.V. Short Live of Residential Buildings in Settlements of Russia. *Zhilischnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 8, pp. 39–42. (In Russian).
14. Maslyayev A.V. Construction system of Russia does not protect the life and health view of people in settlements during the earthquake. *Zhilischnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 9, pp. 60–63. (In Russian).
15. Maslyayev A.V. Calculation of buildings and structures to preserve the life and health of people during an earthquake. *Zhilischnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2009. No. 8, pp. 33–35. (In Russian).
16. Maslyayev A.V. Inadequacy of federal laws and regulations documents of the Russian Federation in the absence of a list of “objects of protection” in case of dangerous Native and technogenic impacts. *Zhilischnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2018. No. 4, pp. 44–48.
17. Maslyayev A.V. The increase in public health losses in buildings during earth earthquake in federal laws and regulations of the Russian Federation. *Zhilischnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 4, pp. 43–47.

УДК 624.94.012.45:624.044.3:699.841

DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-50-80>А.В. СОСНИН<sup>1,2</sup>, инженер (syabryauskas@mail.ru)<sup>1</sup> Научно-исследовательская лаборатория оценки безопасности результатов проектирования и сейсмостойкости строительных конструкций (214000, г. Смоленск, ул. Ленина, 13А)<sup>2</sup> АО «ЦНИИЭП жилища – институт комплексного проектирования жилых и общественных зданий» (АО «ЦНИИЭП жилища») (127434, Москва, Дмитровское ш., 9, стр. 3)

## Сопоставление допускаемых повреждений железобетонных каркасных зданий с целью расчетов на сейсмические воздействия

На примере железобетонного каркаса (без вертикальных диафрагм и связей жесткости) рассмотрены особенности формирования ниспадающей ветви кривой равновесных состояний при действии инерционных сил. Частный объект исследования – фрагмент каркаса жилой блок-секции из четырех этажей размерами в осях 14,7×9,6 м, возведенный в г. Ашхабаде, который был испытан представителями научной школы ЦНИИЭП жилища с применением вибрационной машины инерционного действия В-2. Над объектом исследования автором проведен численный эксперимент с применением концепции метода нелинейного статического (Pushover) анализа. Построены кривые равновесных состояний, характерные для различных параметров армирования в зонах пластичности несущих элементов объекта исследования. В качестве инструментария использовались расчетные процедуры, соответствующие положениям ATC-40, FEMA-356 и FEMA-440, реализованные в комплексе SAP2000. Установлено, что в случае образования зон пластичности в ригелях и стойках рам каркаса пологий горизонтальный участок кривой равновесных состояний отсутствовать не может. Полученные результаты сопоставлены с результатами зарубежных натурных испытаний на фрагментах железобетонных каркасов. Для рассматриваемого объекта проведены оценки сейсмостойкости с применением критериев наступления предельного состояния, близкого к обрушению. Представлены пояснения к вопросу об отсутствии согласованности между целью расчета объектов исследования на сейсмическое воздействие типа ПЗ и значением коэффициента допускаемых повреждений  $K_d$ . Отмечается необходимость дополнения СП 14.13330 требованиями к минимальному значению коэффициента поперечного армирования в зонах пластичности несущих элементов, примыкающих к узлам рам железобетонных каркасов. Для исследуемого каркаса  $K_d$  определен равным 0,34. На рассмотренном примере поясняется односторонняя связь между сейсмостойкостью и живучестью системы при сильном землетрясении.

**Ключевые слова:** требуемая сейсмостойкость, железобетонный каркас, здания с гибким этажом, концепция нелинейного статического анализа, диаграмма деформирования каркаса, параметры армирования зон пластичности, критерии сейсмостойкости по необрушению, коэффициент допускаемых повреждений  $K_d$ , натурный вибрационный эксперимент.

**Для цитирования:** Соснин А.В. Сопоставление допускаемых повреждений железобетонных каркасных зданий с целью расчетов на сейсмические воздействия // *Жилищное строительство*. 2021. № 1–2. С. 50–80. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-50-80>

A.V. SOSNIN<sup>1,2</sup>, Engineer (syabryauskas@mail.ru)<sup>1</sup> Scientific-Research Laboratory of Design Outcomes Safety Estimation and Earthquake-Resistance of Building Structures (13A, Lenina Street, Smolensk, 214000, Russian Federation)<sup>2</sup> АО «ТСНИИЭП жилища» – institute for complex design of residential and public buildings» (АО «ТСНИИЭП жилища») (9/3, Dmitrovskoe Highway, Moscow, 127434, Russian Federation)

### Comparison of Allowed Damages with a Purpose of Calculating Procedures Used to Design of RC Frame Buildings Loaded by Seismic Forces

On example of a RC frame (w/o shear walls and braces), formation features of a recessive part on a Pushover curve formed under inertial forces are considered. The research object is a 4-story frame-unit of a residential building with sizes on axis 14,7×9,6 m, which was erected in Ashgabat; tested in 1968 by representatives of a scientific school of Central Research Institute for Experimental Design (the Russian acronym, – CNIEHP) with a powerful vibrating machine type В-2. The author conducted a numerical experiment on the frame using the nonlinear static analysis concept. Pushover curves, typical of various reinforcement parameters in hinges zones of RC primary members of the study frame are constructed. As a toolware, calculation procedures complying with requirements of ATC-40, FEMA-356 and FEMA-440, and realized in SAP2000, were used. It is established, that in a case included hinges zones formation in girders and columns of

the frame, a flat horizontal part of a Pushover curve can't be absent. Results of the work were compared with foreign tests results accomplished on RC frame fragments. For the frame earthquake-resistance assessments using criteria of limit state closed to collapse were performed. Explanations about a lack of consistency between a purpose of calculating procedure using Response Spectrum Method for the frame which perceptible seismic loads formed by a design earthquake (named with the Russian acronym, – PZ) and a value of seismic-force-reduction factor  $K$ , are presented (both used to Seismic Building Design Code SP 14.13330 formulation). It is noted, that it is necessary to supplement of SP 14.13330 with requirements for a minimum value of web reinforcement in hinges zones of primary RC members adjacent to beam-column joints of RC moment frames. Seismic-force-reduction factor  $K_1$  for the frame was calculated with value 0.34. On the case of the study a one-way relationship between earthquake-resistance and system vulnerability during a strong earthquake is explained.

**Keywords:** required earthquake-resistance, RC frame, soft-story buildings, Pushover-analysis conception, Pushover curve, hinge zones reinforcement parameters, ultimate earthquake-resistance criteria, seismic-force-reduction factor  $K_1$  (in Seismic Building Design Code SP 14.13330 formulation), in-situ vibrating test.

**For citation:** Sosnin A.V. Comparison of allowed damages with a purpose of calculating procedures used to design of RC frame buildings loaded by seismic forces. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2021. No. 1–2, pp. 50–80. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2021-1-2-50-80>

## Проблема, рассматриваемая в исследовании.

### Гипотеза исследования

Выявление резервов несущей способности сооружения при сильных землетрясениях является важнейшей задачей теории сейсмостойкости [1]. Любое здание или сооружение может подвергнуться воздействию землетрясения, которое для него будет сильным событием с позиции реализации допускаемых повреждений. Землетрясения все еще вызывают разрушения зданий с железобетонными каркасами, возведенных, как считалось, с учетом требований правил проектирования (рис. 1). За предыдущие 20 лет разрушительные землетрясения произошли в Турции (1995, 1999, 2011, 2020), Китае (2008), на Гаити (2010), в Чили (2010), Непале (2015), Италии (2016), Индии (2016) и других странах. При этом во многих случаях обрушалась как старая застройка, так и новые здания, спроектированные по обновленным строительным нормам. При этом до Ванского землетрясения (23.10.2011) правила проектирования в сейсмических районах Турции пересматривались несколько раз – в 1962, 1968, 1975, 1997, 1998 и 2007 гг., – но разрушения современных

многоэтажных каркасных зданий 24.01.2020 г. все равно произошли. Отметим, что разрушения зданий, показанных на рис. 1, определялись повреждениями в местах сопряжения колонн с ригелями, в том числе в нижних этажах, и произошли не из-за потери их несущей способности, но из-за больших перемещений системы в целом.

Расчеты подобных зданий, соответствующих требованиям п. 4.1 СП 14.13330.2014 и п. 3 табл. 3, учитывающих назначение здания, сооружения того же свода правил, выполнялись только на сейсмическое воздействие ПЗ. При этом применялся, как правило, только линейно-спектральный метод (ЛСМ) расчета с коэффициентом допускаемых повреждений  $K_1$ , равным 0,35, на моделях, соответствующих упругой области деформирования. Для оценки сейсмостойкости, кроме прочностного, другие критерии в СП 14.13330.2014 отсутствуют. При этом «...целью расчетов на воздействие ПЗ является предотвращение частичной или полной потери эксплуатационных свойств сооружением...». Обозначенная формулировка цели расчетов фигурировала в правилах проектирования с момента публикации первой акту-



**Рис. 1.** Разрушения железобетонных каркасных зданий средней этажности при действии сильных землетрясений: а – обрушение в результате Имфхальского землетрясения (Manipur, Индия; 04.01.2016;  $M=6,7$ ;  $h=55$  км). В здании образовался механизм пластического деформирования, характерный для зданий с гибким нижним этажом (<http://indianexpress.com/article/india/india-news-india/earthquake-measuring-6-8-magnitude-strikes-india/>); б – результат Элязгыского землетрясения (Elazig, Турция; 24.01.2020;  $M=6,7$ ;  $h=12$  км;  $t=40$  с). В здании реализовался механизм пластического деформирования «сильные ригели – слабые колонны» с последующим образованием гибкого нижнего этажа (<https://tsn.ua/ru/svit/kolichestvo-pogibshih-ot-zemletryaseniya-v-turcii-snova-vyroslo-razrusheny-desyatki-zdaniy-1480812.html?g=article&m=401671908>)

**Fig. 1.** Damages of mid-rise RC frame buildings under severe earthquakes: a – a building collapse during the 2016 Imphal Earthquake (Manipur, India; 04/01/2016;  $M=6.7$ ;  $h=55$  km). In the building a soft-story failure mechanism had formed; b – a building collapse during the 2020 Elazig Earthquake (Elazig, Turkey; 24.01.2020;  $M=6.7$ ;  $h=12$  km;  $t=40$  sec). In the building a sway-column plastic mechanism was merged into a soft-story global failure mechanism

ализированной редакции СНиП II-7–81\*. После введения в практику проектирования Изменения № 1 к СП 14.13330.2018 для подобных зданий достаточно было выполнить так называемый проектный расчет также с применением только ЛСМ на сейсмическое воздействие, по сути, аналогичное ПЗ, с применением  $K_1$  с тем же значением 0,35. Для оценки соответствия в Изменении № 1 предлагается воспользоваться дополнительными критериями соответствия, например предельным значением перекоса этажа. Но проведенные расчетные оценки, учитывающие особенности нелинейного деформирования конструкций объектов исследования при действии сейсмических сил, показывают, что указанная цель является предпосылкой к техническим ошибкам при проектировании и к неправильным конструктивным решениям. Суть проблемы обозначена в статьях [2, 3] и дополнительно поясняется в настоящей работе.

При оценке сейсмостойкости системы с применением кривой равновесных состояний формата «сейсмическая сдвигающая сила в уровне основания – перемещение перекрытия верхнего этажа» ( $V_{sh,b}-\Delta$ ), характерной для реакции сооружения каркасного типа, являются следующие особенности. Полная потеря эксплуатационных характеристик каркаса соответствует положению точки упругопластических свойств в начале пологого участка кривой равновесных состояний вблизи правой границы уровня повреждений с индексом  $OI_{(R)}$  (от *англ.* Immediate Occupancy – уровень предельной нормальной эксплуатации), когда на приузловых участках несущих конструкций начали только проявляться первые пластические деформации. Но тогда получается, что для учета в расчетах повреждений, характерных для уровня  $OI_{(R)}$ , инженеру предписано для коэффициента  $K_1$  принимать значение, фактически соответствующее уровню повреждений LS (от *англ.* Life Safety – уровень обеспечения безопасности жизнедеятельности). Последнее пояснено автором в работе [3] и подтверждается концепцией обеспечения требуемой сейсмостойкости, заложенной в основу много лет применяемой макросейсмической шкалы MSK–64. В соответствии с указанной шкалой сейсмостойким считается здание, повреждения в котором при землетрясении расчетной интенсивности для 95% конструктивных элементов не превысят третьей степени, а для оставшихся 5% элементов допускаются повреждения более третьей степени [4], что фактически соответствует стадии перед обрушением, при условии, что сейсмостойкость здания или сооружения определяется сейсмостойкостью элементов, ответственных за формирование допускаемого механизма пластического деформирования. При этом инженерный анализ последствий прошлых землетрясений показал, что в

железобетонных каркасных зданиях повреждения, обуславливающие уровень LS, соответствуют области больших перемещений [5, 6] на ниспадающей ветви диаграммы деформирования  $V_{sh,b}-\Delta$ , характерной для реакции объектов исследования.

Следует отметить, что реализующаяся в системе сейсмическая сдвигающая сила в уровне основания  $V_{sh,b}$ , как правило, отличается от значения реакции  $V_D$ , учтенной на этапе конструирования системы, рассчитанной с применением коэффициента  $K_1$  (обычно  $V_{sh,b}$  оказывается больше  $V_D$ , несмотря на учет антисейсмических мероприятий обязательного применения, выполняемых после расчетной оценки). Кроме того, для зданий и некоторых типов сооружений инженер может столкнуться с понятийно-смысловой коллизией, суть которой заключается в том, что в таблице коэффициентов  $K_1$  и формуле расчетной сейсмической нагрузки всех редакций СП 14.13330 понятие коэффициента допускаемых повреждений  $K_1$  имеет разные семантические оттенки. Обозначенные нюансы также пояснены автором в работе [3]; ими в совокупности обуславливается ситуация, когда заказчик получает документацию на здание с неопределенным уровнем сейсмостойкости.

Указанные выше особенности и противоречия рассмотрены в качестве основы расчетных предпосылок для формирования гипотезы исследования, которая состоит в следующем. Для объектов исследования нормативное значение  $K_1$ , применяемое в отечественной практике проектирования железобетонных каркасных зданий, не соответствует цели расчета на воздействие типа ПЗ, установленной п. 5.2 (а) СП 14.13330.2014, не соответствует принятому в Изменении № 1 к СП 14.13330.2018 деформационному критерию соответствия и не обеспечивается необходимыми требованиями к расчетным и конструктивным параметрам зон пластичности. Расчетную модель допускается применять для оценки живучести здания на стадии перед обрушением при сильном землетрясении, если получаемая с ее помощью кривая равновесных состояний построена с применением подходов, подтвержденных (идентифицированных с) результатами натуральных экспериментов. Начало формирования пологого участка кривой равновесных состояний объектов исследования определяется в основном параметрами продольной арматуры несущих элементов при обеспечении проектного положения продольной арматуры в теле бетона. Траектория ниспадающего участка кривой почти полностью обуславливается параметрами поперечной арматуры, размещаемой в зонах пластичности [7].

В материалах, принятых в качестве информационной базы настоящего исследования, присутствует понятие о гибком этаже, который в зарубежной тер-

минологии определяется как soft-story. Поскольку в отечественных правилах проектирования этот термин не приводится, но упоминание о нем присутствует в п. 6.8.10 СП 14.13330, то перед рассмотрением результатов настоящей работы важно дополнительно пояснить его сущность. Гибким называется этаж (часть здания), формируемый на любом уровне многоэтажного здания, – с применением вертикальных несущих конструкций, в совокупности обладающих более низкой (в сравнении с другими смежными этажами или частями системы) податливостью, – в котором при сильном землетрясении зоны пластичности образуются в первую очередь. В зарубежной практике проектирования сейсмостойких каркасных зданий принимается, что этаж считается гибким, если его горизонтальная жесткость составляет менее 70% жесткости смежного (более жесткого), как правило, верхнего этажа, или менее 80% средней жесткости трех таких смежных этажей; экстремальными считаются соотношения 60 и 70% соответственно. Когда речь дополнительно заходит о недостаточной несущей способности такого этажа, его еще называют слабым (weak-story); критерием для выявления «слабого» этажа является прочность несущих конструкций, составляющая менее 80% суммарной прочности несущих конструкций смежного этажа.

В статье будут встречаться термины, характеризующие повреждения колонн в местах сопряжения с горизонтальными несущими конструкциями вследствие повреждения стыка продольной арматуры колонн, соединенной внахлестку; с последующим продергиванием (нарушением сцепления) арматуры в бетоне. Первый определяется в зарубежной практике как splice failure, второй – как bond (slip) failure. Такой локальный механизм повреждения в колоннах является предпосылкой к тому, что зоны пластичности в ригелях только начинают образовываться к моменту начала формирования предельно допускаемых повреждений в колоннах и в системе формируется механизм пластического деформирования, характерный для каркасных зданий с гибким этажом. Добавим, что описание повреждения в основании колонны такого этажа включает формулировку типа yield penetration into column base.

Термином «каркасное здание» в статье будет определяться как непосредственно здание, так и любое строение или сооружение, представляющее собой конструкцию каркасного типа, например силосный корпус с каркасным подсилосным этажом, резервуар для хранения воды, расположенный на каркасной эстакаде и подобные им сооружения. Рамным узлом будем считать совокупную конструкцию, состоящую из панели узла (место наложения жесткостей ригелей и колонн в расчетной модели), при-

нимая, что панель узла деформируется в основном при сдвиге. В редакции СП 14.13330 этот участок сопряжения конструкций определяется как зона пересечения ригелей и колонн.

Поскольку СП 14.13330.2018 с Изменением № 1 вступил в силу совсем недавно, автор не использует в тексте статьи формулировки, заменяющие ставшее привычным для инженеров понятие зоны пластичности. Тем более что в некоторых пунктах СП 14.13330.2018 с Изменением № 1 указанный термин встречается по-прежнему, например в п. 6.8.1. Также было решено оставить в статье без изменения понятие о сейсмических воздействиях ПЗ и МРЗ, поскольку с применением указанной методологии в течение десяти лет было построено, усилено и реконструировано большое количество зданий и сооружений. Инженеры должны понимать, к чему привело применение этой методологии.

#### Частный объект исследования.

##### Постановка, задачи и цель настоящей работы

Для подтверждения пояснений, изложенных в статье, с применением концепции метода нелинейного статического (Pushover) анализа проведен численный эксперимент над железобетонным каркасом без вертикальных диафрагм и связей жесткости из четырех этажей [8, объект № 10 в табл. 10], испытанным в 1968 г. научным коллективом лаборатории прочностных испытаний ЦНИИЭП жилища под руководством Г.А. Шапиро. При проведении натурного эксперимента ниспадающая ветвь диаграммы деформирования для указанного каркаса была получена только теоретически [8, с. 140] с применением формулы (1):

$$Q = \alpha A_{\text{макс}}^x - \beta A_{\text{макс}}^2, \quad (1)$$

где  $Q$  – суммарная инерционная сила ( $\tau$ ), приходящаяся на здание;  $A_{\text{макс}}$  – максимальное смещение верха конструкции (мм), соответствующее силе;  $\alpha$  и  $\beta$  – численные коэффициенты;  $x$  – показатель степени, принимаемый равным 0,5 для большинства типов зданий (по исследованиям Г.А. Шапиро).

Здесь обозначения  $Q$  и  $A_{\text{макс}}$  имеют тот же смысл, что и  $V_{sh,b}$  и  $\Delta$  соответственно. Важная особенность натурного эксперимента состоит в том, что выражение (1) было получено на основании типичного уравнения для таких кривых, составленного по результатам испытаний только опытной этажерки сейсмостойкого жилого дома и крупномасштабной модели [9]. При этом на ниспадающей ветви диаграммы деформирования, наделенной признаком «неустойчивой части» диаграммы (по Я.М. Айзенбергу и Л.Ш. Килимнику, 1970), полученной с применением выражения (1), отсутствует пологий участок, обычно соответствующий упругопластической работе узлов сопряжения колонн с ригелями.

Указанный каркас был выбран в качестве частного объекта исследования по следующим причинам: а) каркас уже рассматривался автором ранее в работах [3, 10] для проведения оценок соответствия параметров затухания колебаний и его способности к редуцированию сейсмических сил; б) в табл. 23 [8] и других работах представителей научной школы ЦНИИЭП жилища для рассматриваемого каркаса не приведены параметры  $\alpha$  и  $\beta$ , представленные в (1); в) при проведении натурального эксперимента не была оценена пластичность каркаса; г) условия строительства в г. Ашхабаде и материалы, представленные в рассмотренных трудах сотрудников ЦНИИЭП жилища, способствовали адекватному подбору расчетных положений, анализу результатов расчетов и их соотношению с результатами натурального эксперимента.

Такие конструктивные системы в зарубежной практике (например, в UBC 1997, IS 1893:2002, IBC 2003, ASCE/SEI 7-10, FEMA P-750, TSE-TS-500–1984 и др.) классифицируются в зависимости от способности каркаса к пластическому деформированию – special, intermediate или ordinary moment-resisting frame (аббр. SMRF, IMRF и OMRF соответственно).

*Важно отметить один из результатов проведенного численного эксперимента.* Путем проведения серии итерационных расчетов автором было установлено, что диаграмма деформирования рассматриваемого каркаса, построенная после проведения натурального эксперимента (в том числе ее ниспадающая ветвь), практически идентично аппроксимируется кривой, удовлетворяющей зависимости (2):

$$f(x) = a \left( 1 - e^{-\frac{x}{b}} - cx \right), \quad (2)$$

где  $a$ ,  $b$  и  $c$  – численные коэффициенты, равные 92, 0,83 и 0,16 соответственно. Для получения зависимости (2) автором применены материалы исследований ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко [11]; ее графическая визуализация будет представлена далее в разделе сопоставительного анализа результатов экспериментов.

Обращаясь к указанной выше гипотезе, автор пытался разобраться, насколько ниспадающая ветвь, полученная теоретически по формуле (1), коррелирует с параметрами восходящего участка диаграммы деформирования каркаса, построенной с применением экспериментальных данных, если предполагается, что ветви диаграммы (восходящая и нисходящая) для объектов исследования формируются за счет работы разной арматуры (продольной и поперечной соответственно).

*Цель настоящего исследования* – продолжить разработку метода идентификации нелинейных механических систем по результатам натуральных вибрационных экспериментов с применением способов

расчетного построения диаграмм деформирования реальных объектов, основываясь на концепции нелинейного статического анализа [7, 12]; продолжить исследование по развитию методологии уточнения значений коэффициента допускаемых повреждений  $K_1$  [13] для обеспечения его согласованности с механизмом пластического деформирования, образующегося в объектах исследования при сильном землетрясении, и дифференциации его ( $K_1$ ) значений в зависимости от условий строительства и параметров рассматриваемой системы.

*Задачи исследования:* а) выявить вклад параметров продольного и поперечного армирования в формирование участков кривой равновесных состояний объектов исследования при внешнем воздействии, характерном для сильного землетрясения; б) путем построения ниспадающей ветви кривой равновесных состояний оценить объективность назначения величины коэффициента, интегрально учитывающего допускаемые повреждения несущих конструкций каркаса; в) уточнить способность рассматриваемого каркаса к редуцированию инерционных сил, формирующихся в нем при внешнем воздействии, характерном для сильного землетрясения; г) оценить соответствие значения коэффициента, учитывающего допускаемые повреждения, целям расчета на воздействие типа ПЗ и критериям соответствия для зданий, подобных рассматриваемому частному объекту исследования.

Постановка численного эксперимента предусматривает, что восходящий участок кривой равновесных состояний будет получен с применением теоретических процедур ATC-40, FEMA-356 и FEMA-440, реализованных в комплексе SAP2000, и сопоставлен с результатами натурального эксперимента. Затем будет проведена оценка зависимости параметров ниспадающей ветви диаграммы деформирования каркаса от параметров армирования его элементов. Далее будет указываться, на какой ветви кривой равновесных состояний следует находить решения поставленных задач.

Гипотеза, результаты численного эксперимента, результаты исследования, основные критерии соответствия и главные выводы представлены автором на международной конференции «Комплексный подход к расчетам строительных конструкций и оснований» (Москва, 15.11.2019 г., [https://steel-concrete.ru/\\_files/Agenda\\_2019-11-15.pdf](https://steel-concrete.ru/_files/Agenda_2019-11-15.pdf)). Направление исследования соответствует п. 20 (д) Стратегии научно-технологического развития Российской Федерации. Основные положения настоящего исследования были изложены в заявке на грант Российского фонда фундаментальных исследований № 19-08-01151 (А).

Несмотря на то что в статье присутствуют ссылки на СП 14.13330.2014, публикуемые результаты

актуальны, так как в СП 14.13330.2018 и в Изменении № 1 только сместился ракурс императивных требований в сторону конструктивных мероприятий. Для актуализации результатов настоящего исследования дополнительно рассматриваются требования к зонам пластичности, указанные в СП 14.13330.2018.

Представленные результаты позволят по-новому оценить необходимость проведения поверочной оценки конструктивных решений каркасных зданий, возведенных с применением современных серий сборно-монолитного домостроения. Некоторые из них не исследованы для целей строительства в районах, подверженных воздействию землетрясений, поскольку их сейсмостойкость пока подтверждена только теоретически с применением ЛСМ и табличных значений  $K_1$ , отличных от единицы. Статья будет полезной при определении дефицита сейсмостойкости существующих каркасных зданий.

#### Учет допускаемых повреждений зданий и сооружений при землетрясении

Инженеры, принимающие участие в расчетах зданий или сооружений в сейсмических районах, обязательно сталкиваются с вопросом учета допускаемых повреждений в конструкциях. В соответствии с правилами проектирования учет повреждений в зданиях и сооружениях осуществляется путем введения коэффициента  $K_1$ , применяемого в качестве параметра, указывающего, во сколько раз допускается редуцировать сейсмические силы при определении расчетной сейсмической нагрузки. Каких-либо других пояснений или комментариев, дополнительно раскрывающих значение  $K_1$ , отечественные нормы и пособия к ним не содержат.

Коэффициент  $K_1$ , учитывающийся в расчетах зданий и сооружений на воздействие типа ПЗ, впервые введен в редакции СНиП II-7-81 (1982). Определялся  $K_1$  из оценок реакции консервативных осцилляторов и согласовывался с результатами инженерного анализа последствий сильных землетрясений; его значения соответствовали реакции несложных однородных конструкций, рассчитанных с применением билинейных диаграмм деформирования. Назначается  $K_1$  одинаковым для всех несущих элементов рассчитываемой системы. До введения  $K_1$  в практику проектирования применялся коэффициент сейсмичности  $K_C$ . Принималось, что на площадке, характеризующейся ускорением в уровне основания  $0,4g$ , значение  $K_C$  равно  $0,1$ , отождествляется с  $K_1$  равным  $0,25$ .

В процессе общения с представителями проектных организаций выяснилось, что многие инженеры, работая в условиях экстремально коротких сроков проектирования, просто не успевают разобраться с особенностями, присущими  $K_1$ . При этом многих впол-

не устраивает проектирование только с применением отечественной линейно-спектральной методики. Инженеры обосновывают это тем, что в нашей стране с помощью ЛСМ рассчитано большое количество зданий массового строительства, которые до сих пор нормально эксплуатируются. Однако при этом не учитывается, что после Спитакского (07.12.1988), Шикотанского (04.10.1994) и Нефтегорского (28.05.1995) событий у нас не было сильных землетрясений. И поскольку последствия первого из упомянутых землетрясений были ощутимы только на территории союзных республик, а два других произошли в удаленных малонаселенных районах России, то они не повлияли на формирование в сознании общественности устойчивого представления о страшных последствиях рассматриваемого стихийного бедствия.

Поэтому есть необходимость снова рассмотреть проблему, связанную с назначением коэффициента  $K_1$ , и обратить внимание на следующие особенности. Нормативные значения  $K_1$  применимы к зданиям с регулярной жесткостью, с простым конструктивно-планировочным решением, обеспечиваемой, как правило, модульной сеткой колонн (эта особенность будет рассмотрена в следующей публикации). Требования п. 4.1 СП 14.13330.2014 и требования примечания к п. 5.3 указанного свода правил предусматривают их солидарное согласование с нормативными значениями коэффициента  $K_1$ . Также значение  $K_1$  необходимо уточнять при проектировании здания правильной конфигурации в плане, но имеющего нерегулярное расположение несущих элементов и конструктивную неоднородность остова в плане и по высоте. В противном случае инженер назначит  $K_1$  ошибочно и необоснованно. К тому же в отечественных нормах отсутствуют требования к некоторым типам каркасных сооружений. Например, в табл. 4 СП 14.13330.2014 (а теперь и в табл. 5.2 СП 14.13330.2018) силосные корпуса, резервуары на каркасной эстакаде и подобные им сооружения почему-то не выделены в отдельную группу. Для таких принципиальных конструктивных решений объектов исследования инженеру бывает сложно подобрать какой-то определенный тип системы из представленных в указанных таблицах. В них также отсутствуют и значения  $K_1$  для проектирования конструкций из легких стальных тонкостенных профилей, например для внутренних многоэтажных этажерок зданий и эвакуационных многомаршевых лестниц.

Очевидно, что клин рассматриваемой проблемы находится в месте пересечения положений MSK-64, предусматривающей применение макросейсмических наблюдений за реакцией зданий уже устаревших конструктивных систем, и навязчивым стремлением современных заказчиков получить в зданиях нестандартные (продаваемые) решения. Чтобы заинтересо-

вать заказчика, проектные организации вынуждены разрабатывать здания с объемно-планировочными и конструктивными решениями с явными отступлениями от требований СП 14.13330.

Поэтому очевидно, что при проектировании современных зданий с применением только ЛСМ вопрос назначения  $K_1$  все еще является актуальной проблемой, требующей дополнительного исследования. На современном этапе развития отечественной научной школы сейсмостойкости сооружений проблему и способы уточнения значений для коэффициента  $K_1$  в своих трудах рассматривали Н.Н. Белов, Ю.А. Бержинский, А.А. Бубис, Г.А. Джинчвелашвили, О.В. Кабанцев, О.В. Мкртычев, Ю.П. Назаров, Ю.И. Немчинов, В.И. Ойзерман, А.П. Ордынская, Ю.Л. Рутман, Э.Х.С. Симборт, В.Л. Харланов и др. Возможные соотношения между коэффициентом  $K_1$  и коэффициентом редукиции  $R$  рассмотрены автором в работе [3]. В этой статье коэффициент  $K_1$  будет дополнительно рассматриваться как вторичный критерий оценки достаточности конструктивных решений и антисейсмических мероприятий для целей обеспечения требуемой сейсмостойкости объектов исследования. Такой подход вполне актуален для предварительной оценки условного дефицита сейсмостойкости существующих зданий, для которых известно нормативное значение  $K_1$ , примененное при проектировании.

В настоящей работе задача уточнения табличного значения коэффициента допускаемых повреждений для железобетонных каркасных зданий рассматривается совместно с проблемами, связанными с построением адекватной кривой несущей способности, характеризующей реакцию изучаемой системы. Такую кривую применяли при оценке напряженно-деформируемого состояния строительных конструкций, зданий в своих научных трудах В.П. Агапов, Я.М. Айзенберг, Г.Н. Ашкинадзе, Ю.А. Бержинский, Б.П. Брусков, Г.А. Джинчвелашвили, Т.Ж. Жунусов, В.Ф. Захаров, Л.Д. Каджая, Л.Ш. Килимник, М.М. Кукебаев, М.Г. Мелкумян, О.В. Мкртычев, А.А. Оганян, А.П. Ордынская, П.А. Реквава, В.Н. Симбиркин, Ю.А. Симон, А.С. Тянь, М.Я. Фрайт, Э.Е. Хачиян, Ц.Г. Цискрели, Н.Ш. Члаидзе, К.Т. Чхиквадзе, Г.А. Шапиро и др. Однако в их трудах недостаточно раскрыты или вообще не рассмотрены особенности, соответствующие поставленным задачам настоящего исследования. Результаты, представленные в работах, вошедших в информационную базу настоящего исследования, как правило, не были увязаны с конкретными параметрами армирования зон пластичности несущих конструкций, в первую очередь поперечного. Для упрощения расчетов и быстроты проведения численных экспериментов несущие конструкции часто моделировались с применением материала, поведение

которого характеризуется аппроксимацией Прандтля; в редком случае учитывался эффект повышения прочности бетона от обжатия поперечной арматурой. В большинстве исследований рассматривались только простые двумерные расчетные модели каркасов; пространственные модели рассчитывались с предположением бесконечной жесткости дисков перекрытий в горизонтальной плоскости. В других работах не приводится описание механизма пластического деформирования, соответствующего наступлению предельного состояния в несущих конструкциях; не проводилась оценка реакции системы на ниспадающем участке кривой равновесных состояний. По ряду причин, в том числе связанных со временем появления соответствующих требований в нормативных документах, в опубликованных исследованиях не рассматривались особенности применения такой кривой для проверки соответствия между целью расчетов на сейсмические воздействия типа ПЗ и МРЗ со значениями коэффициентов допускаемых повреждений, установленными правилами проектирования для расчета железобетонных каркасов зданий. Особенно важно отметить, что известные способы оценки сейсмостойкости строительных конструкций (в том числе зарубежные), формирующие ядро методологии нелинейного статического (Pushover) анализа, рассмотренные автором в работах [7, 12], принимают кривую равновесных состояний как нечто априорное, без требований к подтверждению ее параметров.

#### Основные характеристики частного объекта исследования

Объектом натурального вибрационного эксперимента являлся железобетонный сборно-монолитный рамный каркас фрагмента жилой блок-секции из четырех этажей, возведенный в г. Ашхабаде. Из [8] известно, что проект разрабатывался для строительства на площадке с расчетной сейсмичностью 9 баллов по шкале MSK-64. Каркас имел следующие основные параметры: размеры в осях 14,7×9,6 м; высота 11,8 м; стойки рам сборные одноэтажные сечением 300×300 мм с выпусками арматуры на торцах; несущие ригели сборно-монолитные таврового сечения высотой 420 мм; все узлы каркаса выполнены монолитными; пролеты поперечных рам 2×4,8 м; пролеты продольных рам в осях 6+2,7+6 м; сборные связевые ригели-распорки сечением 220(h)×300 мм; фундаменты в виде башмаков, связанные рандбалками. Конструкции наружных стен и перекрытий при этом не упоминаются; в табл. 10 [8] указано, что при проведении эксперимента наружные стены отсутствовали. Также не приводится информация, была ли на момент проведения натурального эксперимента смонтирована конструкция выхода на кровлю. Экс-

периментальное значение начальной частоты собственных колебаний  $f$  для здания по низшему тону составило 1,43 Гц ( $T_1=0,699$  с, вдоль продольной оси), значение первого обертона – 1,67 Гц ( $T_2=0,599$  с, вдоль поперечной оси). Логарифмический декремент упругих колебаний определен равным 0,139. Параметры материалов и особенности конструирования несущих элементов в [8] не указаны.

При выборе класса продольной арматуры для ригелей и стоек рам учитывалось, что массовое промышленное производство арматуры марки 35ГС класса А-III (А400) было начато в 1960 г., но в типовых проектах 1960–1970 гг. в качестве продольной арматуры все еще применялись стержни из арматуры класса А-II (А300). В качестве поперечной арматуры зон пластичности принимались замкнутые хомуты из арматуры класса А-I (А240). Принято, что несущие элементы рам изготавливались из бетона марки М350 (В25); монолитные узлы рам выполнялись с применением того же класса бетона. При назначении параметров для колонн и ригелей учитывалось изменение их армирования как в пределах плана этажа, так и по высоте здания. Диаметр конструктивной продольной арматуры принимался равным 10 мм, минимальный диаметр рабочей арматуры в ригелях – 12 мм, в колоннах – 14 мм. Минимальная доля армирования несущих элементов рам принималась равной 0,25%. Для колонн применялось симметричное расположение продольной арматуры с одинаковым диаметром сечения стержней в границах сечения. Принималось, что ригели армировались без отгибов; связевые ригели – с учетом установки вблизи верхней и нижней граней сечения не менее трех стержней; несущие ригели – по схеме расположения стержней, соответствующей домостроительной серии ИИС-04 (Тбилиси, 1969). При выборе базовых параметров поперечной арматуры учитывалось, что хомуты при проведении натурного эксперимента могли приниматься по конструктивным требованиям (не менее 0,25d от продольной арматуры) изготовленными из стержней  $d=6-8$  мм. Учитывалось, что требования к параметрам армирования зон пластичности в СНиП II-A.12–62 (1963) не приводятся.

Требования по установке в сечениях ригелей и колонн, примыкающих к жестким узлам рам, замкнутой поперечной арматуры с шагом не более 10 см на участке длиной, равной высоте сечения элемента, появились чуть позже в Руководстве по проектированию жилых и общественных зданий с железобетонным каркасом, возводимых в сейсмических районах (1970). Поэтому шаг хомутов на участках колонн и ригелей, примыкающих к узлам рам, принимался равным 100–150 мм. Подобные требования присутствуют, например, в регламенте ТЕС-1975 (Regulations on

structures constructed in disaster regions; Ankara, Turkey, Ministry of Public Works and Settlement, 1975 [14]), в соответствии с которыми шаг хомутов 150 мм был характерен конструированию, допускаемому для сейсмостойких зданий того времени. Для колонн и связевых ригелей применялись двухсрезовые хомуты, для несущих ригелей – четырехсрезовые (спаренные двухсрезовые). Предусматривалось, что связевые ригели-распорки в силовой плоскости будут работать совместно с панелями перекрытий, поэтому при их конструировании поперечная арматура могла устанавливаться с шагом 200 мм. Конструктивное решение стыка колонн нижнего этажа с фундаментами принималось по типу соединения колонн, принятого в унифицированном каркасе типового проекта 112-111-20с/1. Стыки отправочных марок колонн устраивались в уровнях перекрытий [8, с. 133, рис. 85а]. Принималось, что междуэтажные перекрытия выполнены из сборных железобетонных многопустотных панелей для сейсмических районов с параметрами, близкими к указанным в серии 1.141.1–32с, толщиной 220 мм, из бетона В15, опирающихся на несущие ригели.

Частный объект исследования ранее уже рассматривался автором в работах [3, 10], где для него были приведены некоторые оценки соответствия требованиям безопасности. Поскольку ниспадающая ветвь диаграммы деформирования каркаса при проведении натурного эксперимента каркаса была построена условно, а на восходящем участке указанной диаграммы оказалось сложно достоверно определить предельные упругие деформации (такая оценка, как указано в [15], зависит от точности определения площади фигуры под кривой равновесных состояний), то в работе [3] автором была несколько переоценена его способность к редуцированию сейсмических сил. Это, в свою очередь, повлияло на корректность оценки коэффициента  $R$  и коэффициента  $K_1$  (в первой трактовке). Последний при выявленных предельных горизонтальных деформациях каркаса был определен равным 0,25. Указанные коэффициенты дополнительно уточняются в настоящем исследовании; далее будет показано, что после проведения численного эксперимента для каркаса они определены равными 2,95 и 0,34 соответственно.

#### **Основные расчетные положения, условия работы, параметры элементов конструкций и характеристики моделей каркаса, примененные при проведении численного эксперимента**

При проведении численного эксперимента оценивалась достаточность антисейсмических мероприятий, реализованных при проектировании каркаса [8, объект № 10 в табл. 10], и влияние таких мероприятий на ниспадающую ветвь диаграммы его дефор-

мирования. Учитывалось внешнее воздействие, имитирующее действие сейсмических сил, способных сформироваться в каркасе при его расположении на площадке, характеризующейся средними грунтовыми условиями, с ускорением в уровне основания 0,4g при землетрясении, прогнозируемом с периодом повторяемости один раз в 500 лет. Принималось, что в конструкциях предельно допустимые повреждения соответствуют уровню обеспечения безопасности жизнедеятельности (LS) (пояснено в [3]).

При проведении исследования рассмотрена детерминированная постановка задачи, расчеты выполнены в частотной области с применением дискретных упругопластических расчетных моделей. В основу сопоставительного анализа результатов численного и натурного экспериментов заложено сравнение параметров диаграммы деформирования каркаса, полученной при проведении натурного эксперимента [8], с кривыми равновесных состояний, полученных автором в SAP2000. В качестве критериев сопоставления принимались значение максимальной инерционной силы; значение периода собственных колебаний, характерного для форм деформаций в направлении главных осей здания; величина прогиба верха системы, соответствующая максимальной инерционной силе и др.

Анализ результатов натурного эксперимента проводился для подтверждения соответствия параметров восходящего участка базовой кривой несущей способности, полученной в SAP2000. При этом положение точки свойств на кривой равновесных состояний, соответствующей значению предельной сдвигающей силы в уровне основания ( $V_{sh,b}$ ), согласовывалось с положением точки, характеризующей максимальную инерционную силу в рассматриваемом натурном эксперименте.

По критериям, представленным в работе [15], рассматриваемый объект исследования полностью соответствует области применения Pushover-методологии. Горизонтальные нагрузки прикладывались к каркасу по очертанию главной моды, соответствующей деформации каркаса в рассматриваемом направлении. Кривые, полученные при проведении численного анализа, построены при условии сохранения только положительных приращений при вычислении перемещений верха системы. При этом приняты во внимание замечания, указанные в [8, с. 135] и [16, с. 32], по поводу необходимости учета дополнительных моментов от вертикальной нагрузки, поэтому в численном эксперименте учтено влияние эффектов второго рода. В базовой расчетной модели, перекрытия задавались специальными оболочками с ортотропными свойствами; колонны и ригели – изопараметрическими стержневыми конечными элементами. Абсолютно жесткие

вставки вводились на концах элементов, примыкающих к рядовому жесткому узлу каркаса, в пределах границ зоны наложения их жесткостей.

Принимая во внимание хронологию, предполагалось, что исследуемый каркас проектировался с учетом положений спектральной методики СНиП II-A.12–62 (1963) и положений Инструкции по определению расчетной сейсмической нагрузки (1962). Экспериментальное значение частоты собственных колебаний  $f$ , соответствующее форме деформации каркаса вдоль поперечной оси (X), составило 1,67 Гц ( $T=0,599$  с) [8, табл. 23]. При этом в соответствии с указанной Инструкцией (1962) значение  $T_{1,x}$  для поперечной рамы каркаса при заданных параметрах несущих конструкций определено равным 0,68 с. Дополнительно период собственных колебаний частного объекта исследования оценивался с применением эмпирических формул, которые вывели R.K. Goel и A.K. Chopra [17]; пограничные значения  $T_1$  получились равными 0,618 и 0,43 с. Также полученные значения  $T_{1,x}$  сопоставлялись с результатами натуральных испытаний зданий-аналогов, выполненных институтом Казпромстройниипроект [18]. В них для четырехэтажного здания проектного института размерами в плане 12×42 м, спроектированного с применением несущего сборного железобетонного каркаса с навесными панелями и ленточным остеклением, расчетное значение  $T_1$  для поперечного направления получилось равным 0,81 с, для продольного – 0,82 с (значения периодов, выявленные при натурном эксперименте здания института составили 0,45 и 0,5 с соответственно). Отметим, что указанные значения сходятся с результатами натуральных исследований зданий, выполненных под руководством Т.Ж. Жунусова [19]. Важно, что расхождение между фактическим и теоретическим значениями  $T_{1,x}$  в эксперименте ЦНИИЭП жилища получилось не столь значительным, как в исследованиях, проведенных сотрудниками Казпромстройниипроекта [18]. Основная причина: при эксперименте, рассматриваемом в качестве подосновы настоящего исследования, отсутствовали вертикальные ограждающие конструкции. К тому же в описательной части эксперимента ЦНИИЭП жилища отсутствуют подробные данные и об экспериментальных нагрузках, приложенных в уровне перекрытий; не приводится информация о конструкции надстройки выхода на покрытие. После удаления конструкции выхода на кровлю из расчетной модели объекта численного эксперимента теоретическое значение  $T_{1,y}$  для каркаса получилось равным 0,616 с.

Логарифмический декремент упругих колебаний каркаса по данным табл. 17 [8] для исследуемого каркаса установлен равным 0,139, что соответствует затуханию  $\xi=2,2\%$  от критического значения. Отме-

тим, что такое значение  $\xi$  характерно для реферативных значений демпфирования, выявленного при амплитудах колебаний железобетонных конструкций, имеющих незначительные трещины, и соответствует результатам натуральных экспериментов, выполненных при малых амплитудах вибрации над 66 железобетонными зданиями высотой менее 40 м [20]. При проведении теоретических исследований [10] значение декремента для каркаса было определено равным 0,197. Оценка параметров затухания по эмпирической формуле, предложенной в исследовании [21], позволяет получить для исследуемого каркаса значение 2,7%. Небольшое расхождение в указанных оценках затухания следует объяснять отсутствием наружных ограждающих конструкций в исследуемом каркасе [8] и участием таких конструкций в работе эксплуатируемых зданий, рассмотренных в [21]; или свидетельствовать о необходимости отбраковки резко выделяющихся экспериментальных значений, примененных при формировании эмпирической зависимости  $\xi-T_1$ , полученной в [21]. Приходится отметить, что по вопросу определения декремента колебаний частного объекта исследования приводится достаточно разрозненная информация, особенно если руководствоваться еще и данными сборника [9]. С учетом параметров графических материалов, представленных в нем, значение декремента колебаний определяется равным 0,426, как для здания четырехэтажного односекционного с железобетонным каркасом в г. Ашхабаде. Полученное значение декремента установлено соответствующим пиковой экспериментальной нагрузке и хорошо согласуется с результатами натуральных экспериментов [22, 23].

Принимая во внимание пояснения [10], учитывалось, что основной вклад в формирование параметров траектории поиска положения точки упругопластических свойств вносит демпфирование  $\xi_0$ , соответствующее гистерезисному затуханию. Принято решение учесть эту особенность при проведении численного эксперимента и при определении значений, указанных в **таблице**, упругие колебания рассматривать с применением стандартного (по М.А. Био) относительного демпфирования в осцилляторах 5% от критического. При этом контролировалось, чтобы параметры восходящей ветви кривой равновесных состояний соответствовали принятому демпфированию упругих колебаний.

Способность каркаса к редуцированию сейсмических сил оценивалась посредством численного моделирования нелинейной работы расчетных участков зон пластичности несущих элементов в месте примыкания к узлам каркаса. Влияние зон пластичности учитывалось путем применения диаграмм состояния формата «момент – кривизна»  $M-\varphi$ , с оценкой зна-

чения, соответствующего пределу упругой работы приузлового участка, по результатам исследований Т.В. Panagiotakos – М.Н. Fardis [24]. Для описания циклического поведения зон пластичности применялась диаграмма гистерезисного поведения Т. Takeda [25]. Учтены замечания, указанные в [16, с. 32], к диаграмме Прандтля, основной недостаток которой состоит в том, что она не отражает особенности работы конструкций в переходной упругопластической стадии, характеризующейся появлением начальных пластических деформаций, хрупких повреждений и других внутренних разрушений. Поэтому для учета свойств сжатого бетона использовалась диаграмма деформирования J.B. Mander [26] (рассмотрена в [3]), для стали – диаграмма D.C. Kent–R. Park [27]; при этом для предельных деформаций сжатой продольной арматуры принималось значение, идентичное предельным деформациям обжатого бетона. Длина расчетного участка зон пластичности ( $L_p$ ) назначалась с учетом требований СП 14.13330.2014 и результатов исследований Т. Paulay и М.Н. Priestley [28]. Кривая равновесных состояний и оценки сейсмической реакции получены методом спектра несущей способности S. Freeman [29]. Коэффициент редуциции пластичности перемещений  $R_{\mu}$  определялся по эмпирическим выражениям E. Miranda и V. Bertero [30] для аллювиальных грунтов; в качестве альтернативы рассматривались выражения концепции эквивалентных энергий N.M. Newmark–W.J. Hall [31] (однако, последние позволили получить меньшую величину  $R_{\mu}$ ). Значение  $K_1$  определялось с применением алгоритма, ранее предложенного в статье [13]. Сечения несущих элементов, примыкающих к границе зон пластичности, дополнительно проверялись с применением нелинейной деформационной (фибровой) модели с проверкой построения поверхности прочности. Для определения дополнительного затухания колебаний  $\xi_0$  в упругопластической стадии категория уязвимости каркаса принималась «А» (категории указаны в [10]).

В настоящей работе учитывались результаты натурального исследования прочности стыков каркасных железобетонных зданий, проведенного в 1968 г. в НИИЖБ [32], сотрудниками которого выявлена слабость центральной зоны (панели) рамного узла при кососимметричных нагружениях. Разрушение испытанных узлов зафиксировано в центральной зоне. Поэтому панель узла для обеспечения сейсмостойкости уже тогда было принято усиливать горизонтальными сетками или хомутами и дополнительными вертикальными стержнями. В работе [33] отмечается, что наибольшая концентрация напряжений в рамной системе от действия горизонтальных сил наблюдается именно в узлах. Принималось, что разработчики экс-

периментального каркаса, испытанного в Ашхабаде, уже знали эту особенность и приняли во внимание указанные рекомендации. Поэтому суммарный угол искажения рамного узла определяется углом перелома оси элементов каркаса, примыкающих к узлу. Анализ материалов фотофиксации, представленных в [8, с. 133], подтвердил приемлемость принятого решения. Такая предпосылка вполне обеспечивается, если в панели узла устанавливается достаточное количество поперечной арматуры.

При проведении численного эксперимента применялся каскадно-итерационный подход. Армирование в колоннах и ригелях каркаса подбиралось с применением упругой модели путем проведения серии расчетов методом последовательных приближений с применением гравитационных нагрузок, способных оказать влияние на формирование вдоль поперечной оси здания расчетной горизонтальной сейсмической нагрузки интенсивностью 56 тс [8, табл. 23]. Для расположения армирования в элементах учитывались общие правила конструирования железобетонных конструкций. Принималось, что поперечные хомуты в ригелях и колоннах в средней части длины элемента установлены с шагом 300 мм, а колонны дополнительно снабжены косвенным армированием в виде четырех сеток (24×d8 мм А240), установленных с шагом 100 мм в уровне оголовка. Расчетные длины колонн определялись из условий их сопряжения в уровне перекрытий с учетом прогнозируемой податливости каркаса. Параметры поперечной арматуры в зоне организации стыка сборных элементов определены по критерию идентичности кривых диаграмм состояния обжатого и необжатого бетона (пояснено в [7]) до значения относительной деформации 0,005. Рассмотрены различные параметры поперечного армирования в зонах пластичности.

Проведенный анализ зарубежных исследований позволяет заключить, что в области формулировки выражений для определения требуемого коэффициента поперечной арматуры  $\rho_{st}$  (англ. volumetric transverse/web reinforcement ratio) существует представительный ряд формул, особенно для расчетов устоев мостов. Коэффициент  $\rho_{st}$  при учете параметров конструкций, примененных в каркасе при натурном эксперименте, определен равным: для колонн – 0,00311; для связевых ригелей – 0,00274; для несущих ригелей – 0,00573. При получении требуемого значения коэффициента  $\rho_{st}$  в настоящей работе принято одно из самых распространенных выражений, апробированных в зарубежной практике проектирования сейсмостойких зданий и сооружений (3):

$$\rho_{st} = \max \left( 0,3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right); 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right), \quad (3)$$

где  $f'_c$  – цилиндрическая прочность бетона при сжатии, определенная в возрасте 28 сут;  $f_{yt}$  – предел текучести арматурной стали поперечных хомутов;  $A_g$  – площадь поперечного сечения, определенная по внешним габаритам;  $A_c$  – площадь поперечного сечения тела бетона, охваченного контуром поперечного армирования, измеренная по внешним габаритам хомутов.

С учетом параметров сечений и материалов несущих конструкций каркаса требуемый коэффициент армирования поперечной арматурой составил: для колонн 0,01184, для связевых ригелей 0,01466, для несущих ригелей 0,01089. При учтенных требуемых параметрах хомутов фактическое значение коэффициента  $\rho_{st}$  определяется равным: для колонн 0,01257 (соответствует d10, ш. 100 мм), для связевых ригелей 0,01552 (для d10, ш. 100 мм), для несущих ригелей 0,01472 (для d8, ш. 100 мм, с четырехсрезовыми хомутами). В настоящей работе рассматривались расчетные участки зон пластичности с длиной  $L_p$ , равной только  $h$  и  $1,5h$  ( $h$  – высота сечения элемента), поскольку в силу требований действующих правил проектирования другие не могли быть учтены при натурном эксперименте. Остальные оценки с длиной  $L_p$ , равной  $2h$ , 0,25 от высоты этажа, и 0,25 от пролета ригеля, будут представлены автором в следующей публикации.

Принималась предпосылка, что приемлемость той или иной конструктивной системы для работы в условиях сейсмических воздействий следует оценивать не столько по ее несущей способности, сколько по способности уметь к моменту обрушения получать значительные горизонтальные смещения [5, 6]. Так, во время проведения натурного эксперимента ЦНИИЭП жилища было замечено, что при максимуме инерционной силы частота собственных колебаний каркаса еще не была равна 0; конструкция еще продолжала работать и при дальнейшем падении инерционных сил. В работе [9] по этому поводу сформулировано предположение, что разрушение каркасных зданий наиболее вероятно на нисходящей ветви кривой равновесных состояний. То же самое отмечается в монографии [34] со ссылкой на другие источники. Поэтому в качестве критерия обеспечения сейсмостойкости (критерия оценки результатов экспериментов) учитывалась не максимальная сдвигающая сила в уровне основания, но значение  $V_{sh,b}$  (полученное после прохождения пикового значения) и относительный горизонтальный перекос этажа. Принималось, что такой подход определяет характерную особенность предельного состояния железобетона [35]. Для уровня Ю значение относительного перекоса принималось в интервале 0,18–0,79%, которое характеризует образование приемлемых трещин в перегородках по-

элементной сборки из гипсокартонных листов, перегородках из кирпичной кладки и т. п.

После проведения серии предварительных расчетов был сделан вывод, что допускаемые деформации каркаса следует определять с применением критерия, установленного в исследовании L. Duan и T.R. Cooper (1995) [36]. Предельные деформации определялись на ниспадающей ветви кривой равновесных состояний при величине сдвигающей силы в уровне основания, равной не менее  $0,85V_{sh,b}$ . К слову, комитетом по сейсмологии Ассоциации инженеров Калифорнии (SEAOC Seismic Design Recommendation, 2019) со ссылкой на New Zealand Code 4203:1992 рекомендовано предельные деформации принимать на ниспадающем участке кривой равновесных состояний при значении  $V_{sh,b}$ , равной 80% от пиковой прочности. В указанных Рекомендациях SEAOC для уровня повреждений, характерных для состояния зданий и сооружений на стадии перед обрушением, значение относительного горизонтального перекоса предписывается принимать равным 2,5%. Согласно диссертационным исследованиям А.М. Mwafy (Seismic Performance of Code-Designed RC Buildings, 2001), формирование повреждений, характеризующих состояние каркасов перед обрушением, принимались соответствующими значению  $V_{sh,b}$ , определенной после прохождения пикового значения со сбросом 10%. Указывалось, что именно с таким значением  $V_{sh,b}$  следует отождествлять наступление предельного состояния, характерного для уровня повреждений LS. Для такого уровня повреждений в настоящей работе значение относительного перекоса принималось в интервале 1,15–2,79%, характеризующегося образованием неремонтопригодных трещин в конструкции стенового заполнения, выпадением кирпичей из кладки, значительными повреждениями железобетонных несущих конструкций. С. Dymiotis в результате диссертационных исследований (Probabilistic Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings with and without Masonry Infills, 2000) установил, что для уровня LS перекос может достигать 3%.

Дополнительно автором была проведена сопоставительная оценка горизонтальных перемещений верха каркаса, полученных методом нелинейного статического анализа, с перемещениями, которые могут соответствовать перемещениям каркаса, определенным во временной области. Для этого применялось эмпирическое выражение (4), представленное в работе [37]:

$$\frac{U_{\max}}{H} = a_1 + a_2 T + a_3 \frac{U_{res}}{H}, \quad (4)$$

где  $U_{\max}$  – максимальное перемещение верха системы в результате ее расчета с применением записей сейсмических колебаний грунта;  $H$  – высота изучаемой

системы;  $a_1, a_2, a_3$  – численные коэффициенты, полученные в результате проведения серии из 224 динамических расчетов ряда рамных железобетонных каркасов на воздействие 28 записей прошлых землетрясений; определены в виде двух групп параметров: с достаточным насыщением несущих конструкций арматурой (well-design), и с недостаточным армированием конструкций (poor-design);  $U_{res}$  – остаточные (необратимые) перемещения системы, полученные при рассмотренном воздействии;  $T$  – период собственных колебаний, соответствующий деформациям системы в низшей моде в рассматриваемом направлении воздействия.

Для сопоставления результатов расчетных определений значения коэффициента  $K_1$  в качестве частного примера с расчетом рамного железобетонного каркаса среди рассмотренных научных работ, находящихся в свободном доступе, удалось найти только значение 0,77 [38, с. 148, 168].

Написанию настоящей статьи предшествовал длительный сбор результатов экспериментов, составивших информационную базу настоящего исследования. В сборнике трудов научной школы ЦНИИЭП жилища есть работы [39, 40], в которых в определенных границах уже рассматривался подход с сопоставительной оценкой кривых равновесных состояний на примере расчета двумерной железобетонной однопролетной рамы. В [40] поясняется, как получить общую диаграмму  $Q-A_{\max}$  для железобетонных рам при больших уровнях загрузки, но предложенный в ней способ не предусматривает выполнения каких-либо оценок соответствия, указана только его связь с методикой прочности, разработанной Г.А. Шапиро [8]. В работе [41] сотрудниками ЦНИИСК 1963 г., так же как в [39, 40], не рассматривались следующие особенности: а) влияние принципов конструирования зон пластичности продольной и поперечной арматурой на траекторию диаграммы деформирования системы; б) влияние поперечной арматуры на формирование ее ниспадающего участка; в) критерии оценки наступления предельных состояний по необрушению на ниспадающем участке диаграммы деформирования изучаемой системы, и не устанавливалась их связь с характерными участками такой кривой; г) какие-либо взаимосвязи параметров армирования несущих элементов с участками диаграммы деформирования изучаемой системы не приводятся.

Настоящая работа дополняет указанные исследования. Предложенный в них подход был подтвержден автором и получил дальнейшее развитие в части вышеуказанных нерассмотренных особенностей, влияющих на достоверность оценки способности объектов исследования к редуцированию сейсмических сил в области больших перемещений.

Результаты численного эксперимента и критерии оценки соответствия реакции каркаса  
Numerical experiment results and accordance assessment criteria of the frame response

Марка модели	Ур. <sup>1</sup> повр.	$T_i$	$K_D$	$\Delta_y$	$V_{sh,b}$	$\Delta_{tag,d}$	$A_{t,d}$	$U_{max}$	$T_{ult}^2$	$\xi_{eff}$	$K_G$	$\delta_{tag,d}$	$\delta_r$	$\mu_R$	$R_{L,M-B}$	$R$	$K_{d,ref}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Эксп.	Ю <sub>(R)</sub>	0,599			55	40			1,08!								
PM <sub>1,1,X</sub>	Ю <sub>(R)</sub>	0,609	0,148	21	54,87	38	0,205	н. п.	0,785	0,266	0,145	0,539	0,32	1,81	1,88	1,84	0,543
PM <sub>1,2,X</sub>	LS <sub>(L)</sub>	0,609	0,148	24	51,12	74	0,173	78	1,231	0,482	0,135	1,853	0,63	3,08	3,23	2,95	0,339
PM <sub>1,1,Y</sub>	Ю <sub>(R)</sub>	0,705	0,129	32	59,09	50	0,23	н. п.	0,837	0,206	0,156	0,54	0,42	1,56	1,68	2,03	0,493
PM <sub>1,2,Y</sub>	LS <sub>(L)</sub>	0,705	0,129	37	68,31	113	0,257	111	1,217	0,358	0,18	1,52	0,95	3,05	3,4	4,74	0,211

Примечания. В настоящей таблице представлены следующие обозначения:

Эксп. – значения параметров, представленных без изменения из табл. 23 [8]; Ю – уровень предельной нормальной эксплуатации, характеризующийся частичной или полной потерей эксплуатационных свойств системы (от англ. Immediate Occupancy); LS – уровень повреждений, характеризующийся требованиями к безопасности жизнедеятельности собственников помещений (от англ. Life Safety);  $T_i$  – период собственных упругих колебаний изучаемой системы (сек), соответствующий основной моде, формирующей наибольшую эффективную модальную массу в рассматриваемом направлении воздействия инерционных сил;  $K_D$  – доля горизонтальной квазистатической реакции в расчетном сейсмическом весе системы, учитываемая при определении параметров несущих элементов на этапе их расчета;  $\Delta_y$  – максимальное горизонтальное перемещение основного покрытия (мм) линейно-упругой системы (принималось по параметрам билинейной аппроксимации кривой равновесных состояний);  $V_{sh,b}$  – горизонтальная сдвигающая сила в уровне основания (тс), при реализации которой конструкции здания получают предельные деформации и повреждения, допускаемые в рассматриваемой постановке задачи;  $\Delta_{tag,d}$  – горизонтальное перемещение основного покрытия системы (мм), соответствующее расположению точки упругопластических свойств на кривой спектра несущей способности;  $A_{t,d}$  – спектральное ускорение (в долях g), соответствующее положению точки упругопластических свойств при реализации рассматриваемого механизма пластического деформирования;  $U_{max}$  – максимальное перемещение верха каркаса, определенное по [37] путем оценки остаточных деформаций системы; н. п. – значения не рассматривались в текущей постановке задачи;  $T_{ult}$  – период колебаний системы (с), соответствующий максимальной сдвигающей силе в уровне основания, при реализации которой конструкции здания получают предельные деформации и повреждения, допускаемые от действия инерционных сил, имитирующих сейсмическое воздействие;  $\xi_{eff}$  – суммарное (эффективное) затухание, учитывающее вязкое затухание колебаний конструкции, и дополнительное гистерезисное затухание в упругопластической стадии, реализующееся при сильном землетрясении за счет повреждения несущих элементов, ответственных за формирование допускаемого механизма пластического деформирования (ед. д.);  $K_G$  – доля максимальной сдвигающей силы в уровне основания в расчетном весе здания, при которой в несущих элементах, ответственных за формирование механизма пластического деформирования, реализуются принятые допускаемые повреждения;  $\delta_{tag,d}$  – относительный горизонтальный перекос этажа (%), в несущих элементах которого реализуются предельно допускаемые повреждения, влияющие на сейсмостойкость системы в целом (перекос определялся в пределах первого надземного этажа);  $\delta_r$  – относительное горизонтальное перемещение верха системы (%);  $\mu_R$  – коэффициент податливости системы;  $R_{L,M-B}$  – коэффициент редукции пластичности перемещений, определенный по эмпирическим выражениям E. Miranda–V. Bertero;  $R$  – коэффициент редукции, равный отношению упругой реакции системы к сдвигающей силе в уровне основания, учитываемой на стадии расчета параметров несущих элементов с применением прочностного критерия;  $K_{d,ref}$  – референтное значение коэффициента допускаемых повреждений, определяемое по результатам расчетов методом нелинейного статического анализа.

1. Индексом (L) обозначены повреждения, соответствующие участку кривой равновесных состояний каркаса слева от точки, характерной для рассматриваемого уровня повреждений; индексом (R) – справа от оговариваемой точки упругопластических свойств.

2. Для каркаса, испытанного в натуральных условиях, для  $T_{ult}$  приведено значение, указанное в табл. 23 [8]; действительная величина для  $T_{ult}$  уточнена в сопоставительном анализе результатов экспериментов исследуемого каркаса.

### Основные результаты проведенного численного эксперимента на действие горизонтальных нагрузок, имитирующих сейсмические силы

Для обобщения полученных результатов численного эксперимента, аналогичного вибрационному, они сведены в таблицу. Буквами X и Y при маркировке моделей обозначены поперечная и продольная оси здания соответственно. Итоговые оценки даны в значениях коэффициента, интегрально учитывающего повреждения несущих конструкций при сейсмическом воздействии. Для удобства предоставления результатов выбраны значения  $K_1$ , а не значения коэффициента сейсмичности  $K_C$  (связь указанных коэффициентов определена в начале статьи).

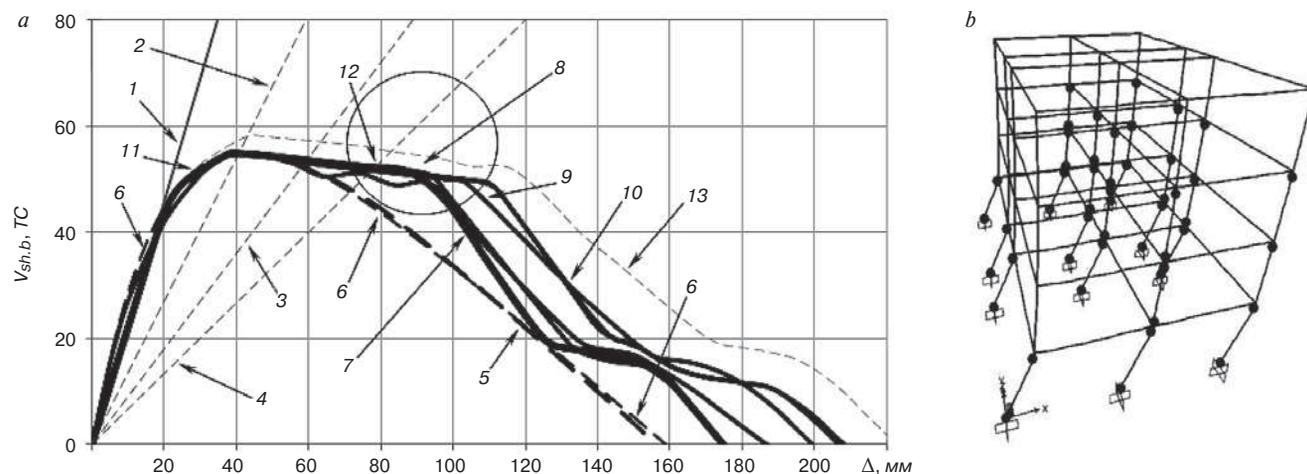
### Обсуждение и краткий анализ результатов экспериментов

#### Оценка результатов экспериментов с частным объектом исследования

При сопоставительной оценке кривых равновесных состояний, полученных для исследуемого каркаса [8, объект № 10 в табл. 10] расчетами в SAP2000, с экспериментальной диаграммой деформирования выявлено их расхождение в области больших перемещений (рис. 2). На восходящем участке кривой экспериментальные данные хорошо согласуются

с расчетными. Сравнивая результаты экспериментальных и теоретических исследований, можно отметить хорошую сходимость до уровня Ю<sub>(R)</sub>. Заметное расхождение кривых начинается, как только прогиб каркаса превышает значение 55 мм. Базовая кривая равновесных состояний 7 получена при длине зоны пластичности 0,34 м, заданной на приузловых участках несущих элементов каркаса. Для колонн полученное значение фактически соответствует размеру сечения, что удовлетворяет требованиям ранее обозначенного Руководства по проектированию зданий с железобетонным каркасом (1970).

Серией расчетов установлено, что при проведении натурального эксперимента прогиб каркаса  $\Delta=40$  мм не мог соответствовать частоте колебаний 0,92 Гц (1,08 с), как показано в табл. 23 [8] (строка 2 в таблице). Как следует из рис. 2, обозначенное для  $T_{ult}$  значение 1,08 с соответствует перемещению верха изучаемой системы со значением 60 мм, отмеченному на ниспадающей части кривой равновесных состояний, что подтверждается графиком [8, рис. 91]. Перемещение каркаса при значении периода, соответствующего прямой 3, сходится со значением, соответствующим величине сдвигающей силы, удовлетворяющей принятому критерию Duan–Cooper (1995). Тогда относительный горизонтальный прогиб каркаса опреде-



**Рис. 2.** Графическое сопоставление результатов экспериментов при воздействии инерционных сил вдоль оси X с оценкой параметров ниспадающей ветви кривых равновесных состояний (а): 1 – прямая, соответствующая теоретическому значению периода собственных колебаний 0,609 с; 2 – прямая, соответствующая значению периода колебаний при максимальной инерционной силе, зафиксированной во время проведения натурного эксперимента  $T_{ш, Q_{max}}$ ; 3 – прямая, соответствующая предельному значению периода колебаний каркаса, зафиксированному при завершении натурного эксперимента; 4 – прямая, соответствующая значению периода колебаний при предельно допускаемых перемещениях каркаса, рассматриваемых при проведении численного эксперимента  $T_{шт}$  (1,231 с) для уровня LS; 5 – кривая, полученная после проведения натурного эксперимента с применением выражения (1); 6 – кривая, полученная автором перед проведением численного эксперимента с применением выражения (2); на рисунке обозначены три характерных участка этой кривой; 7 – участок ниспадающей ветви кривых равновесных состояний, полученных при проведении численного эксперимента с применением начальных параметров поперечной арматуры ( $d_6$ , ш. 100–150 мм) в зонах пластичности; 8 – пологий участок ниспадающей ветви (ограничен окружностью) кривых равновесных состояний, характеризующий основное отличие результатов численного эксперимента от натурного испытания; 9 – то же, что и 7, с применением поперечной арматуры  $d_8$ , ш. 100 мм в зонах пластичности; 10 – то же, что и 9, с применением поперечной арматуры  $d_{10-12}$ , ш. 100 мм в зонах пластичности; 11 – участок, соответствующий началу образования в колоннах каркаса локального механизма повреждения «splice failure»; 12 – точка, соответствующая реализации в каркасе повреждений, характерных для уровня LS; 13 – кривая, соответствующая реакции каркаса, арматура зон пластичности в несущих конструкциях которого определена с применением подхода, описанного в работе [7]. Механизм пластического деформирования каркаса с формированием гибкого нижнего этажа; соответствует кривой 7 (LS, точка 12) (b).

**Fig. 2.** A graphic comparison of experiment results at inertia loads along the axis X with parameters estimation of a recessive part on pushover curves (a): 1 – a straight line corresponding to theoretical value of the frame vibration period (with value 0.609 s) is calculated at the numerical experiment; 2 – a straight line corresponding to value of the frame vibration period (named as  $T_{ш, Q_{max}}$ ) at maximum inertial force recorded during the full-scale in-situ experiment; 3 – a straight line corresponding to limit value of the frame vibration period, recorded at the end of the in-situ experiment; 4 – a straight line corresponding to value of the frame vibration period  $T_{шт}$  (with value 1.231 s) at maximum allowable displacements considered at the in-situ experiment, for LS level limit state; 5 – a curve (a thickened dotted line) obtained after carrying out the full-scale in-situ experiment with the equation (1); 6 – a curve (a thin dotted line) obtained by the author before carrying out the numerical experiment using equation (2); on the figure three characteristic regions of the curve are shown; 7 – a section of a descending branch of Pushover curves, obtained during the numerical experiment, using initial parameters of transverse/web reinforcement (such as bar diameter 6 mm with rod spacing 100–150 mm) in hinges zones; 8 – a slightly sloping section of descending branch (limited by a circle) of Pushover curves, which characterizes the main difference between numerical experiment results and the in-situ test results; 9 – the same as item 7, with using transverse reinforcement parameters (bar diameter 8 mm with rod spacing 100 mm) in hinges zones; 10 – the same as item 9, with using transverse reinforcement parameters (bar diameter 10–12 mm with rod spacing 100 mm) in hinges zones; 11 – a section corresponding to the beginning of a local damage mechanism «splice failure» in columns of the frame; 12 – the point corresponding to a formation of damages with LS level limit state in the frame at the numerical experiment; 13 – a dashed curve corresponding to the frame reaction which hinges zones reinforcement (in primary members) using an approach described in [7] were determined. A global failure plastic mechanism with soft-story in ground level corresponding the Pushover curve 7 (at LS level, the point 12) (b)

ляется значением 0,51%, что в зарубежной практике проектирования сейсмостойких зданий соответствует предельному прогибу при достижении уровня  $Ю_{(R)}$ . По этому критерию положение точки свойств каркаса согласуется с целью расчетов на воздействие типа ПЗ (рис. 3, а). Однако анализ данных таблицы позволяет сделать вывод, что при указанном горизонтальном прогибе в каркасе реализовались повреждения, которые соответствуют коэффициенту допускаемых повреждений со значением не менее 0,5.

На рис. 3 приведены кривые равновесных состояний, полученные при проведении численного эксперимента, соответствующие реакции каркаса при действии инерционных сил вдоль осей X и Y.

Кривые несущей способности, приведенные на рис. 3, определены с применением параметров армирования, назначенных по результатам расчета на действие нагрузки, указанной в табл. 23 [8]. Зависимости (2) соответствует кривая 6 на рис. 2; принималось, что она определена реакцией каркаса при податливых узлах сопряжения стоек и ригелей рам [8]. Такой крутой участок неустойчивой части ниспадающей ветви кривой равновесных состояний, подобный полученному по зависимости (2), свидетельствует о возможности хрупкого разрушения системы [42].

Численный эксперимент позволил выявить влияние параметров поперечной арматуры на вид диаграммы деформирования каркаса в области больших переме-

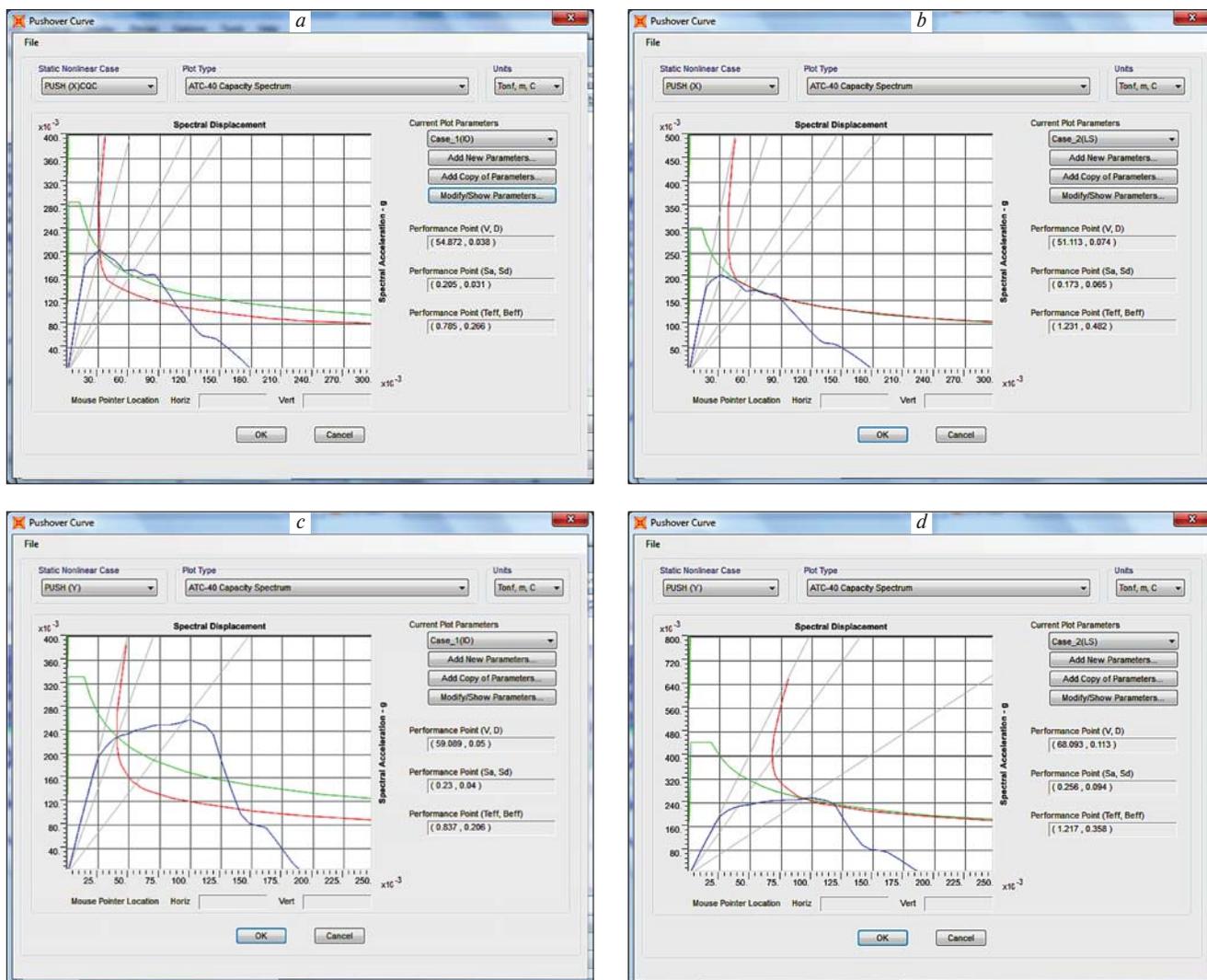


Рис. 3. Кривые равновесных состояний, соответствующие реакции исследуемого каркаса вдоль осей X и Y, для уровней повреждений IO и LS (в SAP2000): а – вдоль оси X для уровня повреждений IO; б – вдоль оси X для уровня повреждений LS; в – вдоль оси Y для уровня повреждений IO; г – вдоль оси Y для уровня повреждений LS.

**Примечание.** На графиках указаны прямые, соответствующие периодам колебаний системы (перечисляются слева направо): начальному значению  $T_i$ ,  $T_{ult,IO}$  (см. таблицу),  $T_{ult,III}$  (только для реакции каркаса по оси X, где  $T_{ult,III}$  – значение периода колебаний каркаса, зафиксированное при завершении натурного эксперимента [8]),  $T_{ult,LS}$  (см. таблицу). На графиках рис. 3 представлены спектры несущей способности в формате ADRS, без учета коэффициента преобразования PF, (помянуто в [15]).

**Fig. 3.** Pushover curves according to the studied frame response along axes X and Y for limit states IO and LS respectively (in SAP2000): а – Along axis X for IO limit state; б – Along axis X for LS limit state; в – Along axis Y for IO limit state; г – Along axis Y for LS limit state.

**NOTE.** The plots show straight lines which corresponded with vibration periods of the system (from left to right): initial value of  $T_i$ , after that a value of  $T_{ult,IO}$  (look at the table), further value of  $T_{ult,III}$  (only for a frame response along the X axis, where  $T_{ult,III}$  is value which was estimated at the end of the vibration in-situ experiment [8]), and a value of  $T_{ult,LS}$  (look at the table). It should be noted that on the graphs of figure 3 are represented Pushover spectra in ADRS format, without a modal participation factor PF.

щений, в то время как в результатах натурного эксперимента эта важная особенность не была получена.

Диаграмма деформирования каркаса, полученная при натурном эксперименте, не могла иметь достоверные параметры ниспадающей ветви, поскольку параметры поперечного армирования элементов каркаса не оказали влияния на реализацию механизма деформирования при натурном эксперименте; из-за небольших гравитационных нагрузок повреждения в ригелях образоваться не успели. После представительной серии итерационных расчетов автор пришел к выводу, что расчетная сейсмическая нагрузка, ука-

занная в табл. 23 [8], соответствует испытанию каркаса с незначительными гравитационными нагрузками, включающими в основном собственный вес конструкций. С учетом положений СНиП II-A.12–62 (1963) подобранный вес изучаемой экспериментальной системы позволил получить расчетную сейсмическую нагрузку интенсивностью 56,85 тс. Для большинства колонн нижнего этажа расчетом определена продольная арматура из стержней 4×d18 мм; для внутренних колонн плана каркаса – 4×d20 мм.

Результаты оценки параметров затухания  $\xi_{eff}$  согласуются с результатами исследований, рассмо-

тренных в монографии [34], в которой сказано, что вязкое сопротивление, обуславливающее затухание колебаний, проявляется лишь при малых амплитудах колебаний, а при больших амплитудах диссипация энергии колебаний происходит в основном за счет гистерезисного затухания и пластических деформаций.

Из анализа кривых равновесных состояний, указанных на рис. 2, следует, что каркас обладает податливостью, характеризуемой пологим участком кривой равновесных состояний, что может определять для него несколько большую способность к редуцированию сейсмических сил, чем было указано в результатах натурального эксперимента [8]. Однако его реакция по величине допускаемого коэффициента редукиции  $R$  не позволяет отнести его к категории ordinary moment-resisting frame, характеризующихся слабым армированием несущих конструкций (согласно IS 1893:2002).

При наложении кривой спектра реакции, характерного для уровня воздействия типа МРЗ, на кривую равновесных состояний четко просматривается влияние поперечной арматуры на положение точки свойств системы, что свидетельствует о применимости подхода, предложенного автором в работе [7].

В случае ограничения перекоса нижнего этажа по СП 14.13330.2018 только значением  $1/350$  (0,67%) поперечная арматура и длина критических участков зон пластичности в несущих элементах не успевают оказать свое влияние на ниспадающую ветвь диаграммы деформирования системы. Получается, что способность такого каркаса к редуцированию сейсмических сил при проектировании с применением ЛСМ по СП 14.13330.2018 практически не получится оценить расчетом.

В расчетах дополнительно рассматривался шаг хомутов 200–250 мм в зонах пластичности колонн, но полученная кривая равновесных состояний каркаса была схожа с траекторией кривой  $b$  рис. 2, что хорошо согласуется с параметрами кривой (+X) по модели Model#2 исследования [43]. Плато на диаграмме деформирования исследуемого автором каркаса проявилось только при шаге хомутов 150 мм.

Наклон пологого участка кривых равновесных состояний к оси абсцисс, показанный на рис. 2, рис. 3,  $a$ ,  $b$ , обусловлен реализацией в каркасе гибкого нижнего этажа и влиянием эффектов второго рода. Пологий участок кривой равновесных состояний, соответствующей деформированию каркаса вдоль оси  $Y$ , имеет положительный уклон, который следует объяснять формированием балочного механизма пластического деформирования, характеризующегося реализацией зон пластичности в первую очередь в связевых ригелях, а потом в колоннах.

Некоторые отличия в значениях  $U_{max}$ , указанные в **таблице**, следует объяснять следующими причи-

нами: а) разными расчетными предпосылками, учтенными в настоящем исследовании и в работе [37] при назначении длины зон пластичности в элементах каркасов; б) различиями в интенсивности гравитационных нагрузок, действующих на каркасы. Несмотря на указанные различия, результаты работы [37] позволили дополнительно оценить деформации исследуемого каркаса при действии инерционных сил. В случае направления воздействия вдоль оси  $X$  значение  $U_{max}$  обуславливается применением численных коэффициентов, соответствующих параметрам roof-design, а при рассмотрении реакции каркаса по оси  $Y$  значение  $U_{max}$  определяется коэффициентами, соответствующими параметрам well-design. Расхождение в оценках максимальных перемещений верха каркаса, полученных методом нелинейного статического (Pushover) анализа и по эмпирической формуле (4), составляют 5,1 и 1,8% при направлении воздействия вдоль оси  $X$  и  $Y$  соответственно.

*Результаты проведенного автором численного эксперимента согласуются с результатами натуральных испытаний зарубежных исследователей на фрагментах железобетонных каркасов (без диафрагм и связей жесткости), доведенных до предельного состояния. Далее рассмотрены только некоторые из них (с кривыми равновесных состояний, полученными при проведении этих экспериментов, можно ознакомиться в первоисточниках).*

А.Д. Оуклестон [44] (1956) провел испытания однопролетной четырехэтажной монолитной железобетонной рамы без стенового заполнения, идентичной рамам, примененным в южной части трехэтажного здания стоматологической больницы в г. Йоханнесбурге. Полная высота рамы составляла 13,87 м, высота надземной части 11,28 м. При проведении испытаний для рамы учитывалось ограничение деформаций колонн нижнего яруса, соответствующее условиям эксплуатации. Сечения стоек рамы  $280 \times 280$  мм, сечение ригеля нижнего яруса  $380(h) \times 320$  мм, ригелей верхних ярусов  $380(h) \times 280$  мм. Кубиковая прочность бетона несущих элементов 31,4 МПа, предел текучести арматуры 285–309 МПа. Продольная и поперечная арматура несущих элементов определена соответствующей классу А300. Продольная арматура колонн представлена стержнями  $4 \times d16$  мм; длина перепуска арматуры в уровне низа этажа определена равной не более 570 мм. Поперечная арматура в колоннах выполнялась в виде замкнутых хомутов из стержней  $d6$  мм с шагом 100 мм по всей длине колонн и ригелей в границах двух нижних этажей рамы; с шагом 150 мм – в границах двух верхних этажей. Гравитационные нагрузки на ригелях отсутствовали. Испытательная горизонтальная нагрузка прикладывалась в уровне верхнего ригеля рамы; предель-

ное значение приложенной испытательной нагрузки определено равным 2,27 тс. Рама не была доведена до обрушения; оценивалось только наступление предельного состояния с формированием трещин в несущих элементах. Указанному максимальному значению нагрузки соответствовало относительное горизонтальное перемещение верха (прогиб) системы 0,67%, с реализацией основных повреждений в виде пяти нормальных трещин в уровне низа колонн первого этажа на участке стыка продольной арматуры. Отмечается, что пологий участок на кривой равновесных состояний начал формироваться при достижении относительного горизонтального перемещения верха рамы значения 0,36%. Ниспадающая ветвь кривой равновесных состояний испытанной рамы при проведении эксперимента не была получена.

H.S. Lee, S.W. Woo, Y.S. Neo, J.G. Song [45] (1999) проводили испытания модели (1/5 н. в.) фрагмента трехэтажного монолитного железобетонного каркаса, состоящего из двух двухпролетных рам. Высота оригинального каркаса определена равной 11,05 м. Гравитационные нагрузки на ригели не прикладывались. Относительное горизонтальное перемещение верхнего перекрытия, соответствующее предельным упругим деформациям, составило 1,14%. Фрагмент был доведен до предельного состояния, соответствующего началу формирования ниспадающей ветви на кривой равновесных состояний. Повреждения были зафиксированы в уровне верха колонн первого этажа; представлены дроблением защитного слоя бетона (в средней колонне) и образованием силовых трещин в двух крайних колоннах (со стороны приложения горизонтальных нагрузок). Относительный прогиб фрагмента каркаса при достижении указанного предельного состояния составил 2,13%. Отмечена следующая особенность в поведении системы: на диаграмме деформирования фрагмента (до начала реализации пластических деформаций в несущих элементах) выявлен достаточно протяженный восходящий участок при незначительной податливости испытываемой системы. Коэффициент пластичности перемещений  $\mu_R$  в указанном эксперименте получен равным 1,87. Исследователи объяснили выявленную особенность недостаточностью антисейсмических мероприятий, примененных при конструировании испытываемого фрагмента.

R. Pinho и A.S. Elnashai [46] (2000) испытывали фрагмент четырехэтажного монолитного каркаса в составе трехпролетной рамы с пролетами  $5 \times 5 \times 2,5$  м, включающей примыкающие участки балочных перекрытий. Перекрытия фрагмента выполнялись в виде монолитных плит толщиной 150 мм, которые выступали из силовой плоскости рамы с обеих сторон на 2 м; сечение ригелей принималось равным

400(н) $\times$ 200 мм. Высота фрагмента 10,8 м, высота рядового этажа – 2,7 м. Как следует из описания параметров каркаса, колонны выполнялись сечением 300 $\times$ 200 мм, 400 $\times$ 200 мм, но одна из внутренних колонн выполнялась с развитым сечением в виде пилонна 600 $\times$ 250 мм; в границах двух верхних этажей этот пилон выполнялся сечением 500 $\times$ 250 мм. Колонны устраивались таким образом, что только колонна-пилон располагалась наибольшим размером сечения в силовой плоскости рамы. Класс бетона несущих элементов по прочности при сжатии определен соответствующим B20, рабочая арматура соответствует классу A240. Максимальный диаметр продольной арматуры колонн определен равным 16 мм, длина перепуска в месте стыка стержней – 700 мм. Поперечная арматура выполнялась в виде хомутов из стержней  $d_6$  мм с шагом 150 мм, установленных по всей длине колонн и ригелей. На перекрытия фрагмента прикладывались гравитационные нагрузки путем укладки мешков с песком и контейнеров с водой; на нижнем ярусе устанавливались блоки из бетона. При проведении испытания разрушение рамы произошло из-за реализации запредельных горизонтальных деформаций испытываемой системы в уровне третьего этажа (там сформировался слабый этаж), характеризуемых относительным горизонтальным перекосом с кратковременным значением 2,4%. Указанное значение зафиксировано на ниспадающем участке кривой, огибающей гистерезис, при величине сдвигающей силы в уровне этажа  $V_{sh,b} = 0,87V_{max}$ . Повреждение фрагмента каркаса, вызвавшее остановку эксперимента, характеризовалось повреждением колонны-пилонна в уровне низа третьего этажа в сечении на конце участка соединения продольной арматуры внахлестку. Внезапный отказ фрагмента был вызван образованием сквозной протяженной диагональной трещины вдоль большей грани сечения пилонна. Отмечается, что до начала реализации указанных повреждений реакция системы в уровне третьего этажа характеризовалась малыми приращениями относительного горизонтального перекоса на каждом последующем цикле нагружения и не превышала значения 1%. Учитывая положения регламента FEMA P-752 CD (2013) (NEHRP Recommended Seismic Provisions. Training and Instructional Materials: Part 7: Reinforced Concrete, by Somers P.W., originally developed by Charney F.A.), можно заключить, что причиной отказа указанного пилонна явился дефицит поперечной арматуры. Коэффициент пластичности указанного пилонна определен равным не более 3,5 при уровне повреждений LS. Коэффициент пластичности перемещений  $\mu_R$  испытанного фрагмента определяется равным не более 1,5; коэффициент редукации по концепции эквивалентных энергий N.M. Newmark–W.J. Hall [31] – 1,41.

G.M. Calvi, G. Magenes и S. Pampanin [47] (2002) испытали модель (2/3 н. в.) рамы трехэтажного трехпролетного железобетонного рамного каркаса, широко распространенного в Италии в 1950–1970-е гг. Высота испытываемого фрагмента составила 6 м. Ригели выполнялись сечением  $330(h) \times 200$  мм, колонны –  $200 \times 200$  мм. Продольная и поперечная арматура определена соответствующей классу A240. Армирование колонн представлено  $6 \times d8$  мм, армирование ригелей –  $4 \times d8$  мм и  $4 \times d12$  мм; все хомуты из стержней  $d4$  мм. Поперечная арматура в панели рамного узла не устанавливалась. На ригели прикладывались гравитационные нагрузки путем установки блоков из бетона на специально закрепленные площадки. Первые силовые трещины образовались в панелях узлов рамы при относительном прогибе системы 0,6%. Повреждения рамы, вызвавшие остановку эксперимента, характеризовались повреждениями в уровне верха периферийных колонн нижнего этажа и в панелях рамных узлов сопряжения указанных колонн с ригелями при относительном прогибе рамы 1,6%. Указанное значение зафиксировано на ниспадающем участке кривой, огибающей гистерезис, при величине сдвигающей силы в уровне этажа  $V_{sh,b} = 0,86V_{max}$ . От формирования слабого гибкого нижнего этажа систему спасло образование наклонных трещин в панелях рамных узлов. Фрагмент не был доведен до обрушения. Установлено, что повреждения панели рамных узлов и стоек нижнего яруса рамы произошли из-за продергивания продольной арматуры в зоне перепуска. Коэффициент пластичности перемещений рамы с применением критерия Duan–Cooper определен равным 2,86 на ниспадающем участке диаграммы деформирования рамы. Коэффициент редукиции по концепции эквивалентных энергий Newmark–Hall определяется равным 2,17.

L. Di Sarno и G. Manfredi [22] (2009) провели полномасштабный эксперимент фрагмента двухэтажного двухпролетного рамного железобетонного каркаса размерами в плане  $5 \times 6$  м, высотой 7,35 м. Колонны каркаса выполнялись сечением  $300 \times 300$  мм, ригели сечением  $500(h) \times 300$  мм. Гравитационные нагрузки на перекрытиях не прикладывались. Класс бетона несущих элементов по прочности определен соответствующим B30, класс рабочей арматуры – A240. Ощутимые повреждения в колоннах первого этажа образовались при относительном прогибе каркаса в одном направлении, равном 0,95%, в другом – 1,15%. Предельно допустимые повреждения образовались при относительном прогибе 2,16%. Аварийное состояние каркаса было зафиксировано при относительном горизонтальном перекосе нижнего этажа 3,5%. В каркасе сформировался механизм деформирования, характерный для зданий с гибким этажом. На

диаграмме деформирования каркаса определен протяженный участок, характерный для упругих деформаций испытываемой системы, который качественно сходится с кривой, полученной в эксперименте [45]. Материалы фотофиксации подтверждают, что повреждение колонн в этом эксперименте схожи с состоянием колонн в натурном эксперименте каркаса ЦНИИЭП жилища [8].

M. Dolce, D. Cardone, F.C. Ponzo и C. Valente [48] (2005) провели на сейсмоплатформе испытание до обрушения плоской модели железобетонного рамного каркаса, уменьшенной в 3,3 раза трехэтажной двухпролетной рамы пролетами 5 м с высотой этажа 3,5 м. Общий вес модели каркаса без заполнения составил 101,2 кН. Конструкция натурального прототипа была спроектирована по Еврокоду 8, в качестве основных параметров принимались: спектр реакции тип B, пиковое ускорение грунта 0,15g, низкий класс пластичности, коэффициент поведения 2,5. Учитывалось, что конструкции рамы проектировались из бетона C25/30 с применением арматуры S500 по Еврокоду 2. Все стержни, моделирующие продольную и поперечную арматуру, изготавливались диаметром 4 мм. Все колонны модели устраивались постоянного поперечного сечения  $150(h) \times 105$  мм, армировались шестью стержнями, расположенными вдоль силовой плоскости рамы симметрично 3 (вверху) + 3 (внизу). Все балки выполнялись T-образного сечения высотой  $90+60$  мм, шириной  $50+105+50$  мм; продольная арматура балок в зонах пластичности принималась количеством 7 (вверху) + 5 (внизу) стержней. Поперечная арматура в зонах пластичности всех элементов выполнялась в виде замкнутых хомутов, устанавливаемых с шагом 50 мм.

При проведении эксперимента установлено, что относительное горизонтальное перемещение верха модели (прогиб) увеличивается с 0,13% (при пиковом ускорении  $PGA=0,07g$ ) до 0,35% (при  $PGA=0,14g$ ) и с 0,51% при  $PGA=0,19g$  до 0,97% при  $PGA=0,28g$ . Когда модель достигла состояния обрушения, при  $PGA=0,48g$ , прогиб фрагмента превысил значение 3%. Отмечено, что до значения ускорения 0,19g отклик модели в основном был упругим. Трещины в бетоне и некоторые ограниченные пластические деформации были выявлены при ускорении 0,19g. Сильное гистерезисное поведение модель каркаса продемонстрировала при  $PGA=0,28g$  (нелинейные деформации проявлялись при ускорениях, превышающих в 1,87 раза проектные значения  $PGA$ ). Горизонтальный прогиб модели, соответствующий пределу упругости испытываемой конструкции, установлен в интервале значений от 0,51 до 0,96%; пластичность системы определяется в интервале значений  $\mu_d$  между 3 и 6. Отмечается, что пластичность, про-

гнозируемая на стадии проектирования, находится в экспериментально выявленном диапазоне и определена равной 3,62. Отметим, что важно было бы установить, явилось ли это следствием принятого для хомутов шага 50 мм и следует ли его масштабировать в таком случае до значения 165 мм при сопоставлении с результатами экспериментов с полномасштабными системами.

Падение собственной частоты колебаний модели каркаса исследователи объяснили образованием или повторным раскрытием трещин, податливостью арматурных стержней и разрушением бетона. Максимальные относительные горизонтальные перекосы этажей при ускорении до 0,19g установлены значительно ниже 1%. В конце испытания с  $PGA=0,19g$  установлено падение основной частоты со значения 3,65 до 2,95 Гц (на 19%), что в основном обусловлено растрескиванием бетона. Все вышесказанное подтверждено кривыми сдвига в уровне первого этажа и кривыми перекосов, записанных во время испытаний, которые остаются практически линейными до реализации ускорений 0,19g; при этом установлено, что жесткость постепенно снижается (как уже отмечалось, в основном из-за растрескивания бетона). Отмечается, что при  $PGA=0,28g$  максимальное значение перекоса нижнего этажа достигает значения 1,63%, но все еще не превышает 2%. Последнее из указанных, согласно FEMA-356 (Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000), определяет состояние повреждения здания на стадии «после землетрясения», при котором произошли значительное повреждение элементов конструкции, например масштабное растрескивание и образование шарниров в зонах пластичности, откалывание защитного слоя бетона (*англ.* unconfined concrete) колонн, образование трещин в стыках элементов, но когда еще есть некоторый запас против частичного или полного обрушения. В конце испытания с доведением ускорения до 0,28g низшая частота колебаний модели каркаса определена равной 2,55 Гц (что на 30% меньше начального значения и соответствует снижению жесткости примерно на 50%). Испытываемая модель каркаса разрушилась при реализации в нижнем этаже механизма гибкого этажа при 0,48g после достижения перекоса 7,8%. Отмечается, что такое значение согласуется с требованиями регламента FEMA-356, в соответствии с требованиями которого для предотвращения обрушения рамных каркасов значение перекоса ограничивается 4%. При реализации такого перекоса конструкция продолжает выдерживать действие гравитационных нагрузок, но не имеет запаса против обрушения. В контексте этой информации заметим: возможно, в Индийских нормах проектирования сейсмостойких

конструкций IS 1893:2002 для систем с гибким нижним этажом значение допускаемого перекоса (0,004) определено в качестве предельного исключительно для целей только линейного расчета. В [48] установлено, что эквивалентное гистерезисное демпфирование увеличилось при увеличении пикового ускорения из-за повреждений, меняясь от 0% при  $PGA=0,07g$  до 11% при  $PGA=0,28g$ . Для испытания с доведением ускорения до 0,28g по гистерезисным кривым определяется соответствие значения предельного перекоса в нижнем этаже 1,75% сдвигающей силе, равной  $0,89V_{max}$ , что согласуется с расчетными положениями, приведенными в [36].

S.-H. Jeong и A.S. Elnashai (2004) [43] провели комплексный эксперимент над трехэтажным железобетонным рамным каркасом, состоящим из трех двухпролетных рам, расположенных вдоль главных осей X и Y. Высота каркаса 9 м, размеры в плане 10×10 м. При возведении каркаса учитывалось, что проектирование велось по строительным кодам Греции, действовавшим в начале 1970-х гг. При формировании конструктивных решений учитывались только гравитационные нагрузки, которые при проведении натурального эксперимента задавались с применением баков с водой, устанавливаемых в центральной части перекрытий. Толщина дисков перекрытий принималась равной 150 мм. Общая высота сечения ригелей принималась 500 мм, которые моделировались конечными элементами Т-образного сечения с эффективной шириной полки свесом 7% от примыкающего пролета (в свету). Все колонны выполнялись сечением 250×250 мм, за исключением одной, выполняемой в виде пилона сечением 750×250 мм. Все элементы каркаса изготавливались с применением гладкой продольной арматуры d12 мм. Анкеровка продольной арматуры стоек каркаса в элементах фундаментов обеспечивалась за счет устройства крючков, загнутых на 180°; стыки продольной арматуры колонн располагались в уровне низа колонн каждого этажа на участке длиной около 300 мм. Процент армирования продольной арматурой унифицированных колонн определен равным 0,72%, пилона – 0,6%, ригелей (в пролетном и опорном сечениях соответственно) – 0,54 и 0,72%. Поперечное армирование несущих элементов рам каркаса представлено замкнутыми хомутами из стержней d8, установленными с шагом 250 и 200 мм в колоннах и ригелях соответственно. Рассмотрены воздействия с периодом повторяемости один раз в 475 и один раз в 975 лет. Результаты подтверждены расчетами в частотной и временной области, выполняемыми с учетом особенностей нелинейного деформирования конструкций, с применением программы ZeusNL (v.1.5). Оценивалось влияние эффектов второго рода на деформирование каркаса. Рас-

чет прямым динамическим методом выполнялся для оценки пиковых перемещений каркаса.

Рассмотрены четыре базовые расчетные модели, отличающиеся друг от друга особенностями моделирования дисков перекрытий, учетом работы панелей рамных узлов и наличием абсолютно жестких вставок на концах стержневых конечных элементов. Формирование зон пластичности при проведении расчетов в моделях определялось автоматически в тех местах, где начиналась консолидация пластических деформаций в продольной арматуре. Применялись элементы с фибровыми нелинейными шарнирами; положение шарнира текучести определялось с учетом центра тяжести графика кривизны в зоне пластичности, что фактически способствовало их формированию там, где располагались границы абсолютно жестких вставок, т. е. на границах рамных узлов элементов расчетной модели. В результате проведения расчетов методом нелинейного статического анализа выявлен механизм пластического деформирования, характеризующийся гибким этажом. Результаты численных оценок сопоставлялись с результатами, полученными в натуре. Диаграмма деформирования, полученная с применением модели Model#2 [43] для направления (+X), качественно почти идеально похожа на кривую деформирования каркаса, представленную в эксперименте [8]. Она имеет такой же характерный «горбик» и большой обратный уклон ниспадающей ветви без образования плато. Кривая (+X) больше подходит для сопоставления с экспериментом [8] еще и потому, что позволяет исключить влияние повышенной жесткости пилона на формирование диаграммы деформирования каркаса. Материалы фотофиксации, представленные в работах [43] и [8], подтверждают аналогию с картиной повреждения стоек испытанных каркасов.

По кривой деформирования каркаса, полученной на модели Model#2 для направления (+X), определяется, что перед формированием механизма, вовлекающего всю систему в процесс деформирования, в колоннах нижнего этажа уже реализовались пластические деформации. Повреждениям колонн нижнего этажа соответствует прогиб каркаса с относительным перемещением верха системы 0,72%. Значение предельного прогиба каркаса определено положением точки упругопластических свойств, соответствующим критерию 10% сброса горизонтальной сдвигающей силы в уровне основания. Результаты расчетов на модели Model#2 показали, что предельное состояние перед обрушением определяется указанным критерием соответствия; перекос нижнего этажа превысил 2,5%, значение прогиба каркаса определено равным 1,21 и 1,34% для направлений (+X) и (-X) соответственно. В результатах исследования [43]

отмечается, что аналитическая модель с жесткими вставками на концах колонн более подходит для сопоставления с результатами натурной оценки, чем модели без жестких вставок.

При проведении эксперимента [43] ожидалось, что процесс трещинообразования, соответствующий предельному состоянию каркаса, будет представлять собой формирование групп мелких трещин на расчетных участках специально выделенных зон пластичности, но после проведения натурного испытания большинство колонн каркаса имели четко выраженные одиночные трещины на концах, в месте примыкания к панели рамных узлов. A.S. Elnashai и S.-H. Jeong объяснили это продергиванием арматуры в зоне анкеровки рамного узла (формированием механизма повреждения slip failure или/i bond failure), что, по их мнению, стало основной причиной проворота сформировавшихся таким образом «жестких» концов колонн и внесло весомый вклад в формирование перекоса нижнего гибкого этажа. После испытания наибольшие повреждения они наблюдали в колоннах (в отличие от балок), при этом краевые колонны, расположенные далеко от центра жесткости каркаса, получили более существенные повреждения, чем другие колонны. Одной из причин формирования пластических шарниров в верхних концах колонн нижнего этажа исследователи считали удвоение площади сечения продольной арматуры в зоне ее перепуска для целей анкеровки в элементах фундаментов каркаса. Поясняется, что повреждения в панелях рамных узлов и на приузловых участках элементов, примыкающих к рамным узлам, не успели реализоваться из-за формирования механизма повреждения bond-slip failure в крайних периферийных сечениях колонн, что также было установлено в эксперименте [47]. Исследователи определили, что одной из основных причин формирования полученного механизма пластического деформирования, характеризующего «эффектом гибкого этажа», явилось недостаточное поперечное армирование зон пластичности. Для повышения эффективности сопоставительного анализа было бы полезно указать, как зоны пластичности повлияли на формирование ниспадающего участка кривой равновесных состояний, а точнее, на формирование участка, характерного для предельно допускаемых перекосов гибкого этажа. Но в результатах натурной части исследования [43], диаграммы деформирования и гистерезисные кривые не приводятся.

#### Анализ результатов экспериментов.

##### Комментарии и выводы

1. Проведен численный эксперимент для оценки способности четырехэтажного железобетонного рамного каркаса [8, объект № 10 в табл. 10] к реду-

цированию инерционных сил, формирующихся при воздействии, имитирующем землетрясение. Анализ полученных результатов позволяет сделать вывод, что расчетная упругопластическая модель каркаса адекватно описывает реальный физический эксперимент. Восходящая ветвь и начало пологого участка диаграммы деформирования каркаса (кривой равновесных состояний), полученной в SAP2000, соответствуют траектории нелинейной диаграммы деформирования, построенной при испытании каркаса вибрационной машиной В-2. *Результаты численного и натурного экспериментов хорошо дополняют друг друга.* При проведении настоящего исследования расчетным путем получена ниспадающая ветвь кривой равновесных состояний, которая при проведении натурального испытания была продолжена теоретически с применением выражения (1). Результаты численного эксперимента качественно согласуются с результатами рассмотренных зарубежных натуральных испытаний, проведенных на фрагментах, железобетонных каркасах, доведенных до предельного состояния. Дополнительно для объекта № 10 автором получена диаграмма деформирования для случая действия инерционных сил в направлении продольной (Y) оси каркаса. Численный эксперимент позволил оценить его способность сопротивляться большим перемещениям в случае воздействия нагрузок, характерных для сильного землетрясения типа МРЗ; установлено, что исследуемый каркас обладает большей сейсмостойкостью, чем было указано в результатах натурального испытания [8]. Результаты численного эксперимента позволили уточнить (см. **таблицу**) теоретические оценки  $R_u$ ,  $R$ ,  $K_1$ , ранее опубликованные в работах [3, 10].

2. Для интерпретации достоверности оценки результатов, полученных представителями научной школы ЦНИИЭП жилища при испытании частного объекта исследования, во многом оказались полезны результаты эксперимента [43]. Характерной в контексте сопоставления результатов обозначенных здесь экспериментов является кривая деформирования (+X), полученная на модели Model#2 [43], «горбик» которой с последующим резким наклоном ниспадающей ветви является явным признаком влияния эффектов второго рода. Отношение перемещений, соответствующих значению силы  $V_{sh,b}$ , учтенной при оценке предельного состояния перед обрушением к ее пиковой величине, в эксперименте [43] соответствует значению 0,65; в испытании [8] – определяется равным 0,67. При этом если эксперимент ЦНИИЭП жилища был доведен до реализации перекоса в гибком этаже только до значения 0,54%, то S.H. Jeong и A.S. Elnashai удалось добиться перекоса нижнего этажа около 1%. Это следует объяснять особенностями проведения экспериментов, в том числе

способом формирования экспериментальных нагрузок, прикладываемых к каркасу.

3. Для рассматриваемого четырехэтажного железобетонного рамного каркаса [8, объект № 10 в табл. 10] определены значения коэффициентов допускаемых повреждений, соответствующие потере эксплуатационных свойств при уровне повреждений Ю и при уровне повреждений LS, обеспечивающем безопасность жизнедеятельности. По мнению автора, уровень LS также можно было бы назвать уровнем обеспечения безопасной эвакуации из здания при сильном землетрясении. Оценки, проведенные автором на расчетной модели  $PM_{1,x,x}$ , показали, что в случае доведения каркаса до предельного состояния реализуется механизм пластического деформирования, определяемый как non-ductile-column-sway mechanism, по сценарию схожий с реакцией зданий с так называемым гибким нижним этажом, что согласуется с пояснениями, представленными в [8, с. 132–134], и зарубежным опытом расчета сейсмостойких конструкций [49]. При допущении уровня повреждений Ю для модели  $PM_{1,x,x}$  значение коэффициента, интегрально учитывающего повреждение несущих конструкций при сейсмическом воздействии, определено равным 0,54 для кривой 6 (рис. 2). Если допускать уровень повреждений LS, то  $K_1$  определяется равным 0,34 для кривой 7 (рис. 2). Последнее из указанных значений с некоторыми допущениями удовлетворяет правилам проектирования в сейсмических районах, но при этом реакция испытываемого каркаса не соответствует требованиям к первоочередному образованию зон пластичности в горизонтальных несущих элементах железобетонных каркасов здания.

Реакция каркаса характеризуется коэффициентом редукиции  $R$ , равным 2,95, что характерно для систем со слабым армированием несущих конструкций, относящимся к категории ordinary moment-resisting frame согласно IS 1893:2002 (совсем близко к 3), но в таком случае уже не соответствует требованиям, предъявляемым UBC 1997 к сейсмостойким зданиям ( $R$  должно быть не менее 3,5). Важно отметить, что согласно требованиям UBC 1997 каркасы категории OMRF разрешены для строительства в сейсмических зонах США, характеризующихся пиковым ускорением, не превышающим 0,15g.

При рассмотрении требований СП 14.13330.2014 можно сделать вывод, что нормативное значение коэффициента  $K_1$ , регламентируемое для объекта исследования, не обеспечивает соблюдения цели расчета на сейсмическое воздействие ПЗ. Убытки собственника здания при таком землетрясении могут оказаться до 40% больше тех, что предусматривались на стадии проектирования [50]. В этом случае требуется или скорректировать формулировку цели

расчета, или уточнить значение коэффициента  $K_1$ . Для упразднения указанного несоответствия предлагается для расчетов железобетонных рамных каркасов на воздействие типа ПЗ (для проектного расчета в формулировке Изменения № 1) коэффициент  $K_1$  значать равным не менее 0,5.

4. Сопоставительный анализ результатов натурального и численного экспериментов показал, что вид траектории восходящего участка кривой равновесных состояний обусловлен повреждениями стоек рам каркаса, в частности откалыванием необжатого слоя бетона продольной арматуры в месте сопряжения с горизонтальными несущими конструкциями, с реализацией локального механизма повреждения *bond-slip failure* и малыми горизонтальными деформациями системы. Относительный горизонтальный перекося нижнего этажа  $\delta_{\text{targ.dr}}$ , соответствующий максимальной инерционной силе (55 тс), достигнутой при рассмотренном натурном эксперименте ЦНИИЭП жилища, составил только 0,54%. Как следует из анализа результатов рассмотренных зарубежных экспериментов, такое значение  $\delta_{\text{targ.dr}}$  характерно для уровня повреждений Ю. В качестве основных причин реализации указанного перекося автором определены: а) характерные особенности натурального вибрационного эксперимента [51]; б) устройство четырехсрезовых поперечных хомутов в несущих ригелях каркаса; в) малая интенсивность гравитационной нагрузки, приходящейся на несущие ригели, из-за которой к завершению эксперимента в них просто не успели образоваться зоны пластичности.

5. При проведении настоящего исследования между участками кривой равновесных состояний и параметрами армирования зон пластичности автором установлены взаимосвязи, которые специально не позиционировались ранее в работах, составивших информационную базу настоящего исследования. Из анализа результатов натурального и численного экспериментов следует: а) в случае образования зон пластичности в ригелях и стойках рам каркаса пологий горизонтальный участок кривой равновесных состояний априори отсутствовать не может; б) начало формирования пологого участка кривой равновесных состояний каркаса определяется параметрами продольной арматуры несущих элементов; в) траектория ниспадающего участка кривой равновесных состояний зависит только от параметров поперечной арматуры в зонах пластичности.

6. Суть настоящей работы сводилась к проверке соответствия расчетной модели каркаса целям оценки влияния поперечной арматуры на ниспадающую ветвь его диаграммы деформирования.

В случае реализации предельно допускаемых повреждений конструкций (на стадии перед обрушени-

ем системы), обеспечивающих безопасность людей, достоверность оценки сейсмостойкости зданий и сооружений, выполняемой с применением кривой равновесных состояний, будет зависеть от параметров ее ниспадающей ветви. При этом известные расчетные способы (процедуры) оценки сейсмостойкости [7, 12], в которых применяется кривая равновесных состояний, не содержат требований к подтверждению параметров такой ветви, принимая кривую, полученную в расчетном комплексе, как нечто априорное.

В некоторых исследованиях ниспадающую ветвь кривой равновесных состояний получают таким способом: сначала аппроксимируют экспериментальные данные для построения восходящего участка кривой; затем с применением экспоненциальных зависимостей, подобных выражениям (1) и (2), путем экстраполяции продолжают кривую в область больших перемещений. Полученная таким способом ниспадающая ветвь будет соответствовать только каким-то конкретным параметрам поперечной арматуры в зонах пластичности, что исключает возможность применения этой кривой для оценки реакции той же системы с иными параметрами узловых участков каркаса. То же относится к установленным теоретическим зависимостям. Кроме того, такая аппроксимация пологой части ниспадающей ветви будет характерна для реакции только тех объектов исследования, при проектировании которых соблюдались принципы сейсмостойкого проектирования, а при возведении обеспечивалось надлежащее качество строительно-монтажных работ. Если часть диаграммы деформирования, полученную путем экстраполяции в область больших перемещений, еще можно применять для интегральной оценки дефицита сейсмостойкости объектов исследования в составе многофакторного анализа, то для приведения их к требуемому уровню сейсмостойкости уже понадобится ниспадающая ветвь с более точными (подтвержденными) параметрами. Методом экстраполяции сложно обеспечить достоверность в случае, когда, например, на реакцию объектов исследования значительное влияние оказывают эффекты второго рода или формируется гибкий слабый этаж. К тому же, как уже отмечалось, качественный и количественный вид ниспадающей ветви будет обуславливаться непосредственным вкладом расчетных параметров зон пластичности и особенностей их конструирования.

7. Результаты исследования свидетельствуют о том, что применять расчетную модель для оценки живучести (особенно при сейсмоусилении) здания или сооружения при сильном землетрясении следует только в том случае, если построение кривой равновесных состояний основывается на методах и моделях, прошедших идентификацию на основе результатов натуральных экспериментов [52]. Подход,

примененный сотрудниками ЦНИИЭП жилища при оценке сейсмостойкости объектов исследования, подтвержден натурной проверкой соответствия требованиям механической безопасности. Поэтому для целей соблюдения требований Федерального закона от 30.12.2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» (далее – Технический регламент) было бы важно включить в СП 14.13330 положение о том, что для оценки сейсмостойкости здания (сооружения) допускается применять его диаграмму деформирования.

При этом опыт выполненных нелинейных расчетов показывает, что FEA-модель для оценки сейсмостойкости изучаемой системы с применением кривой равновесных состояний нужно специально подготавливать; и с осторожностью подходить к настройкам параметров расчетных алгоритмов применяемой процедуры метода нелинейного статического анализа. Решение задач в такой постановке позволит с минимальными искажениями приблизиться к выявлению конкретных конструктивных особенностей нелинейного деформирования всего здания (сооружения) и его элементов при воздействии, характерном для сильного землетрясения.

8. Известными теоретическими исследованиями подтверждено, что пластичность деформаций несущих элементов рам и податливость каркаса в целом обуславливаются параметрами армирования зон пластичности, например [28]. Это подтвердили разрушения каркасных зданий во время прошлых землетрясений. Анализ последствий Афинского землетрясения (Греция; 07.09.1999;  $M=6$ ;  $h=10$  км) показал, что причиной повреждений и обрушений 103 железобетонных каркасных зданий в 53 случаях явилось слабое поперечное армирование несущих элементов.

В соответствии с СП 14.13330.2018 и с Изменением № 1 армирование зон пластичности и параметры продольной арматуры несущих элементов определяются при одном уровне воздействия. Сопоставление теоретических и опытных данных позволяет сделать вывод, что при таком подходе поперечная арматура зон пластичности фактически не может оказывать влияния на способность каркаса к редуцированию сейсмических сил и вклад поперечного армирования зон пластичности в реакцию системы при сильном землетрясении останется недооцененным при проектировании. Если на кривую деформирования каркаса наложить кривые спектров реакции, соответствующих землетрясениям типа ПЗ и МРЗ, то видно, что для восприятия системой воздействия типа МРЗ важно знать и правильно определять параметры именно поперечной, а не продольной арматуры.

Требования СП 14.13330 к длине участков зон пластичности ( $L_p$ ) не оказали влияния на результаты

расчетов исследуемого каркаса [8, объект № 10 в табл. 10] на особые сочетания, учитывающие сейсмические нагрузки. Во всех рассмотренных случаях влияние оказал только коэффициент армирования поперечной арматурой (влияет на прочность и предельные деформации бетона) в зонах пластичности.

Результатами проведенного численного эксперимента установлено, что поперечные хомуты в зонах пластичности каркаса начинают вносить вклад в процесс редуцирования сейсмических сил только после реализации в нижнем этаже перекоса со значениями, превышающими 0,6%. А влияние параметров поперечной арматуры (диаметр стержней и шаг хомутов, определяющих значение коэффициента армирования) на диаграмму деформирования каркаса начинается после достижения системой прогиба 90 мм, что соответствует перекосу нижнего этажа 1,9%, т. е. на той стадии, когда для большинства объектов, проектируемых по СП 14.13330 только с применением ЛСМ, расчет считается уже выполненным. При этом длина  $L_p$  начинает оказывать влияние только тогда, когда значение перекоса приближается к предельно допустимым значениям для уровня  $LS_{(R)}$ .

Учитывая эти особенности, а также ту, которая связана с ограничением значений перекосов, приходим к выводу, что с применением требований СП 14.13330 сложно оценить влияние поперечной арматуры на сейсмическую реакцию при проектировании объектов исследования. Поэтому для целей соблюдения Технического регламента нормативные требования к поперечному армированию их несущих элементов должны быть выпуклыми.

Для обеспечения нормативного значения коэффициента  $K_1$  с целью проектирования железобетонных каркасных зданий требования к устройству (подбору параметров, расположению и конструированию) зон пластичности, содержащиеся в разделе 6.8 СП 14.13330, следует расширить, детализировать и согласовать с положениями расчетного раздела указанного свода правил. Ведь, например, при назначении параметров поперечной арматуры по Изменению № 1 к СП 14.13330.2018 с СП 63.13330.2018 по критерию предельной поперечной силы, определенной с применением ЛСМ, в колоннах нижнего этажа объектов исследования может оказаться достаточно установки хомутов из стержней  $d_6$  мм А400, установленных с шагом 145 мм на длине критического участка не более 450 мм.

При параметрах сечений и материалов крайних колонн исследуемого каркаса прочность бетона, охваченного контуром поперечного армирования в зонах пластичности, определяется равной 33,5 МПа с предельной относительной деформацией бетона 3,5%. При параметрах поперечного армирования, до-

пускаемых СП 63.13330.2018 и СП 14.13330.2018, – 29,7 МПа и 1,2% соответственно. При этом коэффициент поперечного армирования зон пластичности указанных колонн определяется равным 0,01257 и 0,003 соответственно.

Результаты проведенного автором численного эксперимента концептуально частично подтверждают объективность требований п. 6.8.8 СП 14.13330. Значения  $K_1$ , полученные для уровня повреждений LS, соответствуют области диаграммы деформирования зданий и сооружений, характеризующейся установкой хомутов в зонах пластичности с шагом 100 мм. Однако, в рассматриваемом контексте отсутствие требований к минимальному коэффициенту поперечного армирования зон пластичности сводит на нет требования к шагу хомутов и может явиться предпосылкой к ошибкам в проектировании. Поэтому для реализации требований абзаца 3 п. 6.8.1 СП 14.13330 необходимо ввести требования к минимальному коэффициенту поперечного армирования железобетонных элементов, примыкающих к узлам рам железобетонных каркасов. Для этого предлагается применять выражение (3).

9. Как показали проведенные экспериментально-теоретические исследования реакции каркаса [8, объект № 10 в табл. 10], кривая равновесных состояний может иметь слабовыраженный пологий участок ниспадающей ветви, или такой участок может вообще отсутствовать. Поэтому проводить оценку требуемой сейсмостойкости исключительно по критерию выбора участка на кривой равновесных состояний (восходящей или ниспадающей ветви) для определения положения точки упругопластических свойств, как принималось, например, в работе [53], следует с большой осторожностью.

Рекомендуется в качестве базового учитывать деформационный критерий по значению горизонтального перегиба этажа (или прогиба здания, сооружения) для допускаемого уровня повреждений, применяя для объектов исследований критерий Duan–Cooper (1995) [36]. В правила проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах необходимо включить дифференцированный подход к назначению предельных горизонтальных перемещений в упругой и неупругой постановках. Принимая во внимание результаты проведенного численного эксперимента, частичную потерю эксплуатационных свойств при землетрясении предлагается ограничивать значением 0,2%. Для оценки образования в железобетонных каркасах повреждений с индексом Ю относительный горизонтальный перегиб этажа предлагается ограничивать значением 0,5%, а для уровня повреждений LS – принимать не более 1,5% (пока не будут проведены соответствующие испытания каркасов с арматурой, классы которой приведены в

СП 14.13330.2018), что хорошо сходится с величинами, рекомендованными SEAOC. Указанные перегибы, собственно, характеризуют границы расчетов на воздействия типа ПЗ и МПЗ. При этом максимальные значения перегибов этажей, соответствующих состоянию объектов исследования на стадии перед обрушением, рекомендуется дополнительно контролировать с применением положений Uniform Building Code UBC 1997 (часть 16): для сооружений, период собственных колебаний которых по низшему тону не превышает 0,7с; максимальное допустимое значение перегиба принимать равным 0,025 высоты этажа  $h$ ; для сооружений с  $T_1$ , превышающим указанное значение периода, – не более 0,02 $h$ .

10. В процессе проведения исследования автор задался вопросом, допускается ли оценивать влияние поперечной арматуры на неупругую реакцию частного исследуемого каркаса в области больших перемещений. Поэтому возникла необходимость пояснить, почему было принято решение продолжить оценку влияния поперечной арматуры в зонах пластичности на стадии после формирования трещин на жестких концах колонн гибкого этажа. Однозначно утверждать допустимость проведения такой оценки можно было бы при условии, что в натурных экспериментах [8] и, например, в [43] испытываемые каркасы были доведены до полного разрушения, а также в случае, если бы были рассмотрены разные параметры поперечного армирования в зонах пластичности. Однако сведения о том, были ли каркасы разрушены при указанных экспериментах, отсутствуют.

В качестве подтверждений объективности продолжения численного эксперимента (на стадии после формирования трещин на жестких концах колонн гибкого этажа) принимались следующие критерии. На основании исследований, заложенных в основу требований UBC 1997, принималось, что для исследуемого каркаса максимальный относительный перегиб допускается ограничивать значением 0,025 высоты этажа. Дополнительно учитывался обозначенный в тексте критерий Duan–Cooper (1995); контролировалось, чтобы при достижении каркасом предельного состояния сброс сдвигающей силы в уровне основания не превышал 10–15% от ее пикового значения.

11. В процессе работы возникла необходимость в пояснениях, раскрывающих особенности формирования в объектах исследования механизма пластического деформирования, характеризующегося нижним гибким и (или) слабым этажом. Предпосылкой к формированию такого механизма могут послужить не только объемно-планировочные решения, но и недостаточность (или отсутствие) требований к конструированию рамных узлов сопряжения колонн и ригелей и располагаемых в них (в элементах) зон пластично-

сти. Например, гибкий этаж может сформироваться и в рамном каркасе, в котором стеновое заполнение не участвует в восприятии сейсмических сил. Идея принудительного формирования рассматриваемого механизма деформирования с устройством гибких колонн в подвальном или первом этаже была предложена в 1930-х гг. американскими инженерами в качестве одного из способов сейсмозащиты. При некотором ограничении области применения эта идея оказалась полезной для сейсмостойкого строительства.

В СП 14.13330 отсутствуют требования к формированию и оценке такого механизма деформирования, отсутствуют значения допускаемых относительных горизонтальных перемещений для каркасных систем с гибким слабым нижним этажом (к слову, в IS 1893:2002 требования к таким системам сведены в отдельный раздел). При проектировании каркасов с гибким этажом рядовой отечественный инженер обычно оперирует значениями усилий в колоннах, что может повлиять на достоверность оценки сейсмостойкости системы в целом. Представляется объективным, что в случае применения нелинейных расчетных моделей вовсе не обязательно колонны гибкого этажа проектировать с применением только жесткой арматуры (как указано в п. 6.8.10 СП 14.13330); при конструировании таких колонн в зданиях малой и средней этажности вполне можно обойтись гибкой арматурой.

В текущей практике проектирования объектов исследования должным образом организовать гибкий этаж получится только на основании специальных условий, согласовываемых в установленном порядке. Для этого требуется учитывать все указанные особенности, оценки соответствия и критерии предельного состояния по необрушению, а также предъявить дополнительные требования к компоновке такой конструктивной системы. Так, расчеты многоэтажного здания для целей обоснования таких требований показали, что над нижним гибким этажом необходимо предусматривать усиленную плиту перекрытия или устраивать аутриггерный этаж повышенной жесткости в зданиях средней этажности. Применять конструкции с первыми гибкими этажами для многоэтажных зданий и зданий повышенной этажности следует с осторожностью.

Также необходимо соответствующими мероприятиями обеспечивать надежную анкеровку продольной арматуры колонн и ригелей (балок) в узлах. При задании расчетных параметров зон пластичности строго учитывать особенности конструирования участков в месте соединения продольной арматуры внахлестку. Еще важно арматурные каркасы колонн выполнять непрерывными по высоте двух нижних надземных этажей. Оценивать предельные горизонтальные перекосы гибкого этажа следует с применением пояснений, указанных в п. 9. Тогда принудительное

формирование механизма пластического деформирования, формирующегося в каркасном здании с гибким этажом, можно будет рассматривать в качестве компенсирующего мероприятия. Интересно заметить, что в IS 1893:2002 значение предельного перекоса для систем с гибким этажом ограничивается значением 0,004 высоты гибкого этажа. Возможно, такое требование связано с применением результатов только линейного спектрального расчета, что подтверждается рассмотренными экспериментами.

12. В одной из настольных книг инженеров, практикующих в сейсмических районах [33], отмечается, что наибольшая концентрация напряжений в рамной системе от действия горизонтальных сил наблюдается именно в узлах. На этом основании сделан вывод, что сейсмостойкость каркасных зданий зависит в первую очередь от степени надежности этих узлов. Однако, как следует из результатов экспериментов, рассмотренных в настоящей статье, будет не совсем правильно устанавливать именно такую первоочередность. Можно предположить, что в основу требований абзаца 2 п. 6.8.8 СП 14.13330, касающихся армирования зоны пересечения ригелей и колонн, легли результаты экспериментов [32]. Результаты настоящего исследования показали, что требования абзаца 2 п. 6.8.8 и требования к формированию механизма пластического деформирования «сильные колонны – слабые ригели», указанные в абзаце 3 п. 6.8.1 СП 14.13330, должны быть четко согласованы.

13. Проведенные экспериментально-теоретические исследования позволяют сделать вывод, что значения предельно допускаемых горизонтальных перекосов этажей, представленные в СП 14.13330.2018 с Изменением № 1, не согласуются с табличными значениями коэффициента  $K_1$  для объектов исследования, не соответствуют целям проектного расчета (целям расчета на воздействие типа ПЗ) и не могут соответствовать целям так называемого проверочного расчета по СП 14.13330.2018 с Изменением № 1.

Как показывают результаты экспериментов, рассмотренных в настоящем исследовании, предельное значение перекоса, ограничивающее перемещения железобетонных рамных каркасов при сейсмическом воздействии в СП 14.13330.2018 с Изменением № 1 и равное  $1/350$ , соответствует предельно допустимой нормальной эксплуатации (IO), которая ограничивается повреждениями второстепенных конструкций (самонесущих участков стенового заполнения, перегородок, витражей, больших светопрозрачных конструкций и т. п.). В соответствии с выводами, представленными в работе [3], такое значение перекоса не согласуется со значением коэффициента  $K_1$ , указанным в табл. 4 СП 14.13330.2014 (теперь в табл. 5.4 СП 14.13330.2018). В работе [3] показано, что значе-

ние коэффициента  $K_1$  в таблицах СП 14.13330 соответствует уровню повреждений, характерному для обеспечения безопасности жизнедеятельности (LS).

14. Представляется объективным предложить при проведении расчетов объектов исследования с применением ЛСМ значение коэффициента  $K_1$  назначать дифференцированно, в зависимости от принятого уровня повреждений и допускаемого механизма пластического деформирования. При этом алгоритм определения значения для  $K_1$  должен учитывать применение параметров материалов конструкций, близких к реальным, и содержать логические связи между формируемым механизмом деформирования и принятыми расчетными и конструктивными параметрами зон пластичности. Поскольку податливость системы неразрывно связана с периодом ее собственных колебаний и особенностями изготовления несущих элементов, то  $K_1$  также следует согласовывать с этажностью (высотой) и подборкой специальных мероприятий по конструированию. Такие предложения хорошо согласуются с требованиями, например, UBC 1997 (раздел Seismic Design, таблица 16-N), когда для каркасов, проектируемых в разных сейсмических зонах, установлены разные коэффициенты редукиции. Такая зависимость может определять связь значений коэффициента  $K_1$  с сейсмичностью площадки. Все предлагаемые здесь уточнения требуют дополнительных поверочных (в том числе экспериментальных) оценок на реальных зданиях и сооружениях.

Предлагается дополнить СП 14.13330 справочным приложением (или пособием для проектных организаций) с примерами расчетов, раскрывающими особенности назначения коэффициентов  $K_1$  для различных типов зданий (сооружений) с описанием их параметров и конструктивных мероприятий по устройству зон пластичности несущих конструкций. На этапе проектирования перед конструированием такое пособие поможет инженеру представлять, обеспечат ли разрабатываемые конструктивные решения значение  $K_1$ , принятое для расчетов. При этом важно пояснять, повреждениями каких несущих конструкций конструктивной системы определяется полученное для  $K_1$  значение.

15. На практике встречались случаи, когда по результатам расчета зданий и сооружений на воздействие МРЗ инженеры определяли  $K_1$ , принимая его обратно пропорциональным коэффициенту пластичности перемещений  $\mu_p$ . Причем такой подход применялся для оценки сейсмостойкости достаточно серьезных сооружений. Сформировалось мнение, что если по результатам поверочной оценки такое значение коэффициента  $K_1$  сойдется с его нормативным значением (или получится меньше нормативного значения), то рассчитываемая система считается сейсмостойкой.

При этом такой критерий применялся в качестве единственной самостоятельной оценки. Как показывают результаты проведенного численного эксперимента, подобный подход может оказаться необъективным; он не соответствует формуле расчетной сейсмической нагрузки, представленной в СП 14.13330.

В работе [3] показано, что коэффициент  $K_1$  не всегда обратно пропорционален  $\mu_p$ . Оценки соответствия и критериев предельного состояния по необрушению, указанные в **таблице** данной статьи, только применяясь солидарно, позволяют оценить способность системы к редуцированию сейсмических сил. Применение значения коэффициента  $K_1$  возможно допустить только в качестве вторичного критерия для оценки дефицита сейсмостойкости при условии согласованности его значения с группой указанных здесь кофакторов.

16. Известно, что значения предельной высоты (этажности) зданий и сооружений в сейсмических районах ограничены правилами проектирования на основании результатов анализа последствий прошлых землетрясений. Принимая во внимание результаты рассмотренных экспериментально-теоретических исследований, предлагается не ограничивать предельную высоту (этажность) объектов исследования только тремя этажами (или высотой 11 м) в случае их строительства на площадках с сейсмичностью 9 баллов, если расчеты выполнены с применением неупругой расчетной модели при обеспечении должного конструирования. Например, в сейсмических зонах, характеризующихся ускорением грунта 0,3 и 0,4g, высота железобетонных каркасов категории SMRF в соответствии с требованиями UBC 1997 не ограничивается.

17. В настоящей работе большое внимание уделено подтверждению соответствия динамических параметров исследуемого каркаса, поскольку корректность их определения оказывает непосредственное влияние на достоверность оценки способности к редуцированию сейсмических сил. По данным исследований ЦНИИЭП жилища, указанных в монографии [34], к моменту разрушения период собственных колебаний каркасных зданий без заполнения увеличивается в два раза и более. В той же монографии, со ссылкой на натурные исследования специалистов ЦНИИЭП жилища и ЦНИИСК [41], указано, что первичные видимые повреждения в виде трещин в узлах конструкций образуются, когда период собственных колебаний системы увеличивается в среднем на 30%. Такие зависимости согласуются с результатами проведенного численного эксперимента, представленными в **таблице**. К слову, положения по контролю значений периода собственных колебаний по низшему тону  $T_1$  появились только в редакции СП 14.13330.2018.

18. Как отмечалось выше, некоторые отечественные и зарубежные исследователи допускают проведение оценок способности системы к пластическому деформированию, в том числе при сейсмическом воздействии, с учетом значения перемещений, определяемых на ниспадающей ветви кривой равновесных состояний [5, 8, 9, 34, 36]. Поэтому в расчетах зданий и сооружений на воздействие, характерное для сильного землетрясения, следует обязательно различать понятие сейсмостойкости и понятие живучести. В СП 14.13330 определение «живучесть строительной конструкции» до 20.06.2020 г. отсутствовало, но появилось только в Изменении № 1 к СП 14.13330.2018. В соответствии с формулировкой, представленной в Изменении № 1, под живучестью строительной конструкции определяется ее способность сохранять ограниченную работоспособность при запроектных аварийных воздействиях, не допуская полного обрушения. При этом в соответствии с правилами концептуального проектирования, установленными абзацем 2 п. 4.1 СП 14.13330.2018 (с учетом Изменения № 1), живучесть следует обеспечивать любым зданиям и сооружениям. Но в Изменении № 1 не приводятся критерии соответствия оценки конструктивных решений зданий и сооружений требованиям живучести и устойчивости к прогрессирующему обрушению при сейсмических воздействиях.

В Изменении № 1 пропало определение «сейсмостойкость сооружений». В соответствии с СП 14.13330.2014 и СП 14.13330.2018 (до Изменения № 1) сейсмостойкость сооружения есть способность сохранять после расчетного землетрясения функции, предусмотренные проектом, например обеспечивать отсутствие глобальных обрушений или разрушений сооружения или его частей, способных обусловить гибель и травматизм людей и др. Получается, что указанное определение сейсмостойкости не должно было применяться к зданиям и сооружениям, рассчитываемым только на воздействие типа ПЗ, и в первую очередь из-за несоответствия этого определения с целью выполняемого расчета. Проведенное исследование подтверждает, что между указанными здесь понятиями определяется только односторонняя связь: если живучесть системы при сильном землетрясении обеспечена, то обеспечена и ее сейсмостойкость, но не наоборот. Определение «сейсмостойкость сооружения» необходимо несколько уточнить и снова внести в СП 14.13330.

19. Несмотря на изменения некоторых требований, указанных в очередной редакции СП 14.13330, результаты настоящего исследования не только не потеряли своей актуальности при рассмотрении проблем, связанных с назначением коэффициента  $K_1$ , но и во взаимодействии с подходом, представленным в

работе [7], приобрели дополнительный смысл. Они раскрывают особенности влияния поперечного армирования на обеспечение сейсмостойкости и живучести объектов исследования при сильном землетрясении. Предлагается при формировании следующей редакции СП 14.13330 снова включить положения о возможности применения теории предельного равновесия и иных научно обоснованных методов в расчете, учитывающем особенности нелинейного деформирования конструкций. Это соответствует правовым особенностям применения требований, указанных в подпункте 2 части 6 ст. 15 Технического регламента.

20. В настоящей статье приведены очередные подтверждения того, что концепция нелинейного статического анализа применялась в СССР еще до опубликования материалов оценки сейсмостойкости 80 зданий и сооружений в районе верфи Пьюжед-Саунд (1975) с применением расчетной процедуры спектра несущей способности [29]. К отечественным научным трудам, ранее перечисленным автором в работе [7], в списке литературы добавлены исследования, выполненные сотрудниками ЦНИИЭП жилища в основном в период 1969–1974 гг. Следует отметить, что их труды были реализованы на практике еще до официального опубликования указанных результатов исследований З. Фримана и его коллег. Поэтому, как уже отмечалось, представляется вполне обоснованным признать вклад советской научной школы ЦНИИЭП жилища в становление концепции метода Pushover анализа.

После изучения научных работ ЦНИИЭП жилища, раскрывающих суть указанной концепции, возникла необходимость поиска ответов на следующие вопросы. Почему результаты научных работ ЦНИИЭП жилища, получившие практическое подтверждение при оценке сейсмостойкости ряда многоэтажных зданий, не применялись при разработке правил проектирования нового поколения? Что помешало применению результатов научных работ ЦНИИЭП жилища для предотвращения обрушений девятиэтажных железобетонных каркасно-панельных блок-секций при Спитакском землетрясении 1988 г.? Что могло помешать применению результатов исследований ЦНИИЭП жилища на подготовительном этапе актуализации стандартов и сводов правил, по которым за переходный период спроектировано большое количество зданий и сооружений в сейсмических районах Российской Федерации? Что мешает внедрению этих результатов в очередную редакцию СП 14.13330? Почему при почти одновременном развитии концепции нелинейного статического анализа в СССР и США она в настоящее время уже стала базовой в большинстве зарубежных регламентов по расчету конструкций, зданий и сооружений в сейсмических районах (например, в США, Китае, Индии, Италии, Греции, Ира-

не, Индонезии и многих других), а в соответствии с отечественными нормами для проектных целей все еще применяется, как правило, только линейно-спектральный метод?

### Благодарность

Неоценимую помощь в завершении информационного поиска результатов экспериментов, дополнивших информационную базу настоящего исследования, в том числе обретении материалов сборника научных трудов ЦНИИЭП жилища [39], оказал Григорий Наумович Ашкинадзе. Автор выражает ему свою искреннюю благодарность.

### Список литературы / References

1. Айзенберг Я.М., Нейман А.И., Абакаров А.Д., Деглина М.М., Чачуа Т.Л. Адаптивные системы сейсмической защиты сооружений. М.: Наука, 1978. 248 с.
1. Ajzenberg Ya.M., Nejman A.I., Abakarov A.D., Deglina M.M., Chachua T.L. Adaptivnye sistemy seismicheskoy zashchity sooruzheniy [Adaptive systems for seismic protection of structures]. Moscow: Nauka. 1978. 248 p.
2. Джинчвелашвили Г.А., Мкртычев О.В., Соснин А.В. Анализ основных положений СП 14.13330.2011 «СНиП II-7–81\*». Строительство в сейсмических районах // *Промышленное и гражданское строительство*. 2011. № 9. С. 17–21.
2. Dzhinchvelashvili G.A., Mkrtychev O.V., Sosnin A.V. An analysis of main provisions of Seismic Building Design Code SP 14.13330.2011 «SNiP II-7–81\*». Construction in Seismic Areas». *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2011. No. 9, pp. 17–21. (In Russian).
3. Соснин А.В. Об уточнении коэффициента допускаемых повреждений  $K_1$  и его согласованности с концепцией редукации сейсмических сил в постановке спектрального метода (в порядке обсуждения) // *Вестник гражданских инженеров*. 2017. № 1 (60). С. 92–114.
3. Sosnin A.V. About refinement of seismic-force-reduction factor ( $K_1$ ) and its coherence with the concept of seismic response modification in formulation of the spectrum method (in order of a discussion). *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2017. No. 1 (60), pp. 92–114. (In Russian).
4. Викулин А.В., Дроздук В.Н., Семенец Н.В., Широков В.А. К землетрясению без риска. Петропавловск-Камчатский: СЭТО-СТ, 1997. 120 с.
4. Vikulin A.V., Drozdruk V.N., Semenec N.V., Shirokov V.A. K zemletryaseniyu bez riska [To an earthquake without a risk]. Petropavlovsk-Kamchatsky: SETO-ST. 1997. 120 p.
5. Шапиро Г.А. Некоторые рекомендации по проектированию крупнопанельных зданий в районах с большой сейсмичностью (уроки Газлийских землетрясений). Сб. тр. ЦНИИЭП жилища «Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов». М. 1977. Вып. 2. С. 16–20.
5. Shapiro G.A. Some recommendations for a large-panel buildings design in areas with high seismicity (on a case study of Gazli earthquakes). *Research Proceedings «Structures behavior of residential buildings from large-sized elements»*. Moscow. 1977. Vol. 2, pp. 16–20. (In Russian).
6. Ашкинадзе Г.Н. Работа конструкций крупнопанельных зданий при колебаниях (Обзор) / Сб. тр. ЦНИИЭП жилища. Сер. «Конструкции жилых и общественных зданий». М.: ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре, 1975.
6. Ashkinadze G.N. Structures behavior of large-panel buildings under vibrations (Overview). *Research Proceedings of Central Research Institute for Experimental Design (CNIIEHP) series «Structures of residential and public buildings»*. Moscow: Center for Scientific and Technical Information for Civil Engineering and Architecture. 1975. (In Russian).
7. Соснин А.В. Методика двухстадийного расчета армирования элементов железобетонных каркасных зданий и сооружений на действие сейсмических сил с применением концепции нелинейного статического анализа. Ч. 1: Постановка задачи, структура методики, информационная база исследования и стратегия определения параметров зон пластичности. // *Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура»*. 2018. Т. 18. № 1. С. 5–31.
7. Sosnin A.V. A two-step-state reinforcement estimation technique of RC frame buildings and structures members under seismic loads using the pushover analysis conception. Part 1: Research objective, technique framework, research info base and determination approach of hinge zones features. *Vestnik YUURGU series «Stroitel'stvo i arhitektura»*. 2018. Vol. 18. No. 1, pp. 5–31. (In Russian). DOI: 10.14529/build180101
8. Шапиро Г.А., Симон Ю.А., Ашкинадзе Г.Н., Захаров В.Ф., Барков Ю.В. Вибрационные испытания зданий / Госкомитет по делам строительства и архитектуры при Госстрое СССР, ЦНИИЭП жилища / Под ред. Г.А. Шапиро. М.: Стройиздат, 1972. 160 с.
8. Shapiro G.A., Simon Yu.A., Ashkinadze G.N., Zaharov V.F., Barkov Yu.V. Vibratsionnye ispytaniya zdaniy / Goskomitet po delam stroitel'stva i arkhitektury pri Gosstroe SSSR, TsNIIEP zhilishcha; pod red. G.A. Shapiro [In-situ vibration tests of buildings. State Committee for Construction and Architecture under the USSR State Construction Committee, Central Research Institute for Experimental Design

- (СНИИЕР); edited by G.A. Shapiro]. Moscow: Stroyizdat. 1972. 160 p.
9. Шапиро Г.А., Ашкинадзе Г.Н., Захаров В.Ф., Симон Ю.А. Исследование нелинейной работы конструкций жилых и общественных зданий с помощью мощных вибрационных машин. М.: ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре, 1969. 78 с.
  9. Shapiro G.A., Ashkinadze G.N., Zaharov V.F., Simon Yu.A. Issledovanie nelineinoi raboty konstruktсии zhilykh i obshchestvennykh zdaniy s pomoshch'yu moshchnykh vibratsionnykh mashin [Investigation of nonlinear structures behavior of residential and civil buildings using powerful random vibration machines]. Moscow: Center for Scientific and Technical Information for Civil Engineering and Architecture. 1969. 78 p. (In Russian).
  10. Соснин А.В. К вопросу учета диссипативных свойств многоэтажных железобетонных каркасных зданий массового строительства при оценке их сейсмостойкости // *Современная наука и инновации*. 2017. № 1 (17). С. 127–144.
  10. Sosnin A.V. About dissipation properties of multi-story RC frame buildings of large-scale construction projects at their earthquake-resistance estimation. *Sovremennaya nauka i innovacii*. 2017. No. 1 (17), pp. 127–144. (In Russian).
  11. Айзенберг Я.М., Килимник Л.Ш. О критериях предельных состояний и диаграммах «восстанавливающая сила – перемещение» при расчетах на сейсмические воздействия. *Сб. ст. исследований ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко «Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений» / Под ред. И.И. Гольденבלата*. М.: Стройиздат, 1972. С. 46–60.
  11. Ajzenberg Ya.M., Kilimnik L.Sh. About criteria of limit states and «restoring force – displacement» format diagrams for calculation estimates under seismic actions. *Research Proceedings of Central Scientific Research Institute for Building Structures named for the V.A. Kucherenko «Earthquake-resistance of buildings and engineering structures»*; edited by I.I. Gol'denblat. Moscow: Stroyizdat. 1972, pp. 46–60. (In Russian).
  12. Соснин А.В. Информационная база и формула методики двойного расчета сейсмостойких железобетонных каркасных систем с применением концепции нелинейного статического анализа // *Жилищное строительство*. 2017. № 12. С. 37–49.
  12. Sosnin A.V. Infobase and formula of a two-step-state computation technique of RC earthquake-resistance frame systems using the pushover analysis conception. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 12. pp. 37–49. (In Russian).
  13. Соснин А.В. Об алгоритме уточнения коэффициента допускаемых повреждений  $K_1$  по кривой несущей способности для проектирования железобетонных каркасных зданий массового строительства в сейсмических районах // *Жилищное строительство*. 2017. № 1–2. С. 60–70.
  13. Sosnin A.V. About a refinement procedure of seismic-force-reduction factor  $K_1$  using a Pushover curve for earthquake-resistance estimation of RC LSC frame buildings. *Zhilishchnoe Stroitel'stvo* [Housing Construction]. 2017. No. 1–2, pp. 60–70. (In Russian).
  14. Bilgin H. Seismic performance evaluation of an existing school building in turkey. *The 9-th International Congress on Advances in Civil Engineering*. 27–30 September 2010. Karadeniz Technical University. Trabzon, Turkey. 9 p.
  15. Соснин А.В. Об особенностях методологии нелинейного статического анализа и его согласованности с базовой нормативной методикой расчета зданий и сооружений на действие сейсмических сил // *Вестник ЮУрГУ. Сер. «Строительство и архитектура»*. 2016. Т. 16. № 1. С. 12–19. DOI: 10.14529/build160102
  15. Sosnin A.V. About Pushover analysis features and its coherence with the standard calculation procedure (CSM) of building and structures under seismic loads. *Vestnik YUUrGU series «Stroitel'stvo i arhitektura»*. 2016. Vol. 16. No. 1, pp. 12–19. (In Russian). DOI: 10.14529/build160102
  16. Айзенберг Я.М., Килимник Л.Ш. О критериях оптимального проектирования и параметрах предельных состояний при расчете на сейсмические воздействия // *Строительная механика и расчет сооружений*. 1970. № 6. С. 29–34.
  16. Ajzenberg Ya.M., Kilimnik L.Sh. About optimal design criteria and limit states parameters for calculation estimates under seismic actions. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij*. 1970. No. 6, pp. 29–34. (In Russian).
  17. Goel R.K., Chopra A.K. Period formulas for moment-resisting frame buildings. *Journal of Structural Engineering*. 1997. No. 123, pp. 1454–1461. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:11(1454)
  18. Турсумуратов М.Т. Влияние жесткости неконструктивных элементов в многоэтажных сейсмостойких каркасных зданиях по данным вибрационных испытаний. *Сб. тр. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко / Под ред. И.И. Гольденבלата*. 1974. № 33. С. 89–100.
  18. Tursuuratov M.T. Influence of stiffness of non-structural elements in multi-storey earthquake-resistant frame buildings according to vibration test data. *Research Proceedings of Central Scientific Research Institute for Building Structures named after V.A. Kucherenko; edited by I.I. Gol'denblat*. Moscow: Stroyizdat. 1974. No. 33, pp. 89–100. (In Russian).

19. Колебания зданий при взрывах и землетрясениях. *Сб. трудов № 6 (16). Казахский Промстрой-НИИпроект / Под ред. Т.Ж. Жунусова.* Алма-Ата: Казахстан, 1972. 200 с.
19. Buildings vibration during explosions and earthquakes. *Proceedings of Kazakh PromstroyNIIProekt. Edited by T.Zh. Zhunusov.* Alma-Ata: Kazakhstan. 1972. 200 p. (In Russian).
20. Suda K., Satake N., Ono J., Sasaki A. Damping properties of buildings in Japan. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics.* 1996. Vol. 59. Iss. 2–3, pp. 383–392.
21. Zhang Zh., Cho Ch. Experimental study on damping ratios of in-situ buildings. *World International Journal of Mechanical and Mechatronics Engineering.* 2009. Vol. 3. No. 2. 5 p.
22. Di Sarno L., Manfredi G. Seismic retrofitting of existing RC frames with buckling restrained braces. *ATC and SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures.* December 9–11, 2009. San Francisco, California, United States. DOI: 10.1061/41084(364)68
23. Hisada T., Nakagawa K. Vibration tests on various types of building structures up to failure. *Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering.* Berkeley. California. 1956. 10 p.
24. Panagiotakos B., Fardis M.N. Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal.* 2001. Vol. 98. No. 2. Title No. 98-S13, pp. 135–148.
25. Takeda T., Sozen M.A., Nielsen N.N. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division, ASCE.* 1970. Vol. 96. Iss. 12, pp. 2557–2573.
26. Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering.* 1988. Vol. 114 (3). No. 8, pp. 1804–1826.
27. Kent D.C., Park R. Flexural members with confined concrete. *Journal of Structural Division, ASCE.* 71. Vol. 97. No. ST7. PROC paper 8243, pp. 1969–1990.
28. Paulay T., Priestley M.J.N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992. 744 p.
29. Freeman S.A., Nicoletti J.P., Tyrell J.V. Evaluations of existing buildings for seismic risk: a case study of Puget Sound Naval shipyard, Bremerton. Washington. *Proceedings of the U.S. National Conference of Earthquake Engineering, EERI.* Berkeley. California. 1975, pp. 113–122.
30. Miranda E., Bertero V. Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics.* 1994. No. 10 (2), pp. 357–379. DOI: 10.1193/1.1585778
31. Newmark N.M., Hall W.J. Earthquake spectra and design. *Earthquake Engineering Research Institute, EERI.* Berkeley, California, 1982. 103 p.
32. Васильев А.П., Быченко Ю.П., Тябликов Ю.Е. Прочность стыков и узлов железобетонных каркасов многоэтажных зданий при нагрузках типа сейсмических // *Бетон и железобетон.* 1968. № 8. С. 1–2.
32. Vasil'ev A.P., Vyshchenko Yu.P., Tyablikov Yu.E. Strength of joints and splices of RC multi-storey frame buildings under seismic loads. *Beton i zhelezobeton.* 1968. No. 8, pp. 1–2. (In Russian).
33. Корчинский И.Л., Бородин Л.А., Гроссман А.Б. и др. Сейсмостойкое строительство зданий / Под ред. И.Л. Корчинского. М.: Высшая школа, 1971. 320 с.
33. Korchinskiy I.L., Borodin L.A., Grossman A.B. et al. Seismostoykoe stroitel'stvo zdaniy [Earthquake-resistant construction of buildings. Edited by I.L. Korchinskiy]. Moscow: Vysshaya shkola. 1971. 320 p.
34. Золотков А.С. Сейсмостойкость монолитных зданий. Кишинев: Картя Молдовой, 2000. 284 с.
34. Zolotkov A.S. Seismostoykost' monolitnykh zdaniy [Earthquake-resistance of reinforced concrete site-cast buildings]. Kishinev: Kartya Moldovej. 2000. 284 p. (In Russian).
35. Абдурашидов К.С., Айзенберг Я.М., Жунусов Т.Ж. и др. Сейсмостойкость сооружений. М.: Наука, 1989. 192 с.
35. Abdurashidov K.S., Ajzenberg Ya.M., Zhunusov T.Zh. et al. Seismostoykost' sooruzhenii [Earthquake-resistance of structures]. Moscow: Nauka. 1989. 192 p.
36. Duan L., Cooper T.R. Displacement ductility capacity of reinforced concrete columns. *ACI Concrete Int.* 1995. Vol. 17. No. 11, pp. 61–65.
37. Konstandakopoulou F., Hatzigeorgiou G., Evangelinos K., Tsalis Th., Nikolaou I. A new method to evaluate the post-earthquake performance and safety of reinforced concrete structural frame systems. *Infrastructures.* 2020. Vol. 5 (2). No. 16. 15 p. DOI: 10.3390/infrastructures5020016
38. Мкртычев О.В., Джинчвелашвили Г.А. Проблемы учета нелинейностей в теории сейсмостойкости (гипотезы и заблуждения). М.: МГСУ, 2012. 192 с.
38. Mkrtychev O.V., Dzhinchvelashvili G.A. Problemy ucheta nelineinostei v teorii seismostoykosti (gipotezy i zabluzhdeniya) [Accounting problems of nonlinear behavior in earthquake-resistance theory (hypotheses and mistakes)]. Moscow: Publishing by MGSU. 2012. 192 p.
39. Шапиро Г.А., Захаров В.Ф., Оганян А.А., Фрайнт М.Я. Анализ работы железобетонных рамных узлов. *Сб. тр. ЦНИИЭП жилища «Исследование работы конструкций жилых зданий».* М.: ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре, 1974. С. 15–22.

39. Shapiro G.A., Zaharov V.F., Oganyan A.A., Frajnt M.Ya. Behavior analysis of reinforced concrete frame joints. *Research proceedings of central research institute for experimental design (CNIIEHP) series «Research of structures behavior of residential buildings»*. Moscow: Center for Scientific and Technical Information on Civil Engineering and Architecture. 1974, pp. 15–22. (In Russian).
40. Оганян А.А. Метод расчета железобетонных рам с податливыми связями элементов с узлами на горизонтальные инерционные нагрузки. *Сб. тр. ЦНИИЭП жилища «Исследование работы конструкций жилых зданий»*. М.: ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре, 1974. С. 23–34.
40. Oganyan A.A. A calculating procedure of reinforced concrete 2-D frames with ductile connections of members in joints under horizontal inertia loads. *Research proceedings of Central research institute for experimental design (CNIIEHP) series «Research of structures behavior of residential buildings»*. Moscow: Center for Scientific and Technical Information on Civil Engineering and Architecture. 1974, pp. 23–34.
41. Кукебаев М.М. Натурные испытания железобетонного сборного каркаса для сейсмостойких зданий. *Сб. тр. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко «Сейсмостойкость сборных крупноэлементных зданий» / Под общ. ред. С.В. Полякова*. М.: Госстройиздат, 1963. С. 41–52. (In Russian).
41. Kukebaev M.M. In-situ tests of a precast reinforced concrete frame for earthquake-resistant buildings. *Research proceedings of Central scientific research institute for building structures named after V.A. Kucherenko «Earthquake-resistance of precast concrete buildings from large-sized elements»*; edited by S.V. Polyakov. Moscow: Gosstroyizdat. 1963, pp. 41–52.
42. Murty C.V.R., Goswami R., Vijayanarayanan A.R., Mehta V.V. Some concepts in earthquake behavior of buildings. <https://www.engineeringbookspdf.com/> (accessed date 12.04.2016)
43. Jeong S.-H., Elnashai A.S. Analytical assessment of an irregular RC frame for full-scale 3D pseudo-dynamic testing. Part I: Analytical model verification. *Journal of earthquake engineering*. 2005. Vol. 9. No. 1, pp. 95–128.
44. Ockleston A.J. Tests on the old dental hospital, Johannesburg; The effect of floors and walls on the behavior of reinforced concrete frameworks subject to horizontal loading. The Concrete Association of South Africa, Johannesburg, November. 1956. Paper 3. 20 p.
45. Lee H.S., Woo S.W., Heo Y.S., Song J.G. Pushover tests of 1:5 scale 3-story reinforced concrete frames. *KCI Concrete Journal*. 2000. Vol. 11. No. 3, pp. 165–174.
46. Pinho R., Elnashai A.S. Dynamic collapse testing of a full-scale four storey RC frame. *ISET Journal of Earthquake Technology*. 2000. Paper No. 406. Vol. 37. No. 4, pp. 143–164.
47. Calvi G.M., Magenes G., Pampanin S. Experimental test on a three storey RC frame designed for gravity only. *The 12-th European conference on earthquake engineering, 2002*. Paper No. 727, 9 p.
48. Dolce M., Cardone D., Ponzio F.C., Valente C. Shaking table tests on reinforced concrete frames without and with passive control systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2005. Vol. 34, pp. 1687–1717.
49. Chopra A.K. Dynamics of structures: Theory and applications of earthquake engineering. Fifth edition. Person Education Limited, 2020. 994 p.
50. Соснин А.В. О прогнозировании потерь от повреждения землетрясением объектов массового строительства // *Проблемы анализа риска*. 2017. № 4. С. 50–56.
50. Sosnin A.V. About losses prediction from damage of large-scale-construction projects caused by an earthquake. *Problemy analiza riska*. 2017. No. 4, pp. 50–56 (In Russian).
51. Рудый В.С., Черкашин А.В., Коноводченко В.И. Исследование колебаний крупноблочного здания со стенами из пильного камня-известняка. *Сб. ст. исследований ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко «Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений» / Под ред. И.И. Гольденבלата*. М.: Стройиздат, 1972. С. 46–60.
51. Rudyj V.S., Cherkashin A.V., Konovodchenko V.I. Vibrations investigation of a large-block building with walls of saw-made limestone. *Research proceedings of Central scientific research institute for building structures named after V.A. Kucherenko; edited by I.I. Gol'denblat*. Moscow: Stroyizdat. 1972, pp. 46–60. (In Russian).
52. Джинчвелашвили Г.А., Мкртычев О.В., Ковальчук О.А., Колесников А.В., Соснин А.В. Идентификация расчетных моделей при динамических воздействиях. М.: АСВ, 2018. 300 с. DOI: 10.22337/9785432302045
52. Dzhinchvelashvili G.A., Mkrtychev O.V., Koval'chuk O.A., Kolesnikov A.V., Sosnin A.V. Identifikatsiya raschetnykh modelei pri dinamicheskikh vozdeistviyakh [Identification of computational models under dynamic actions]. Moscow: ASV. 2018. 300 с. DOI: 10.22337/9785432302045
53. Poluraju P., Nageswara Rao P.V.S. Pushover analysis of reinforced concrete frame structure using SAP2000. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*. 2011. Vol. 04. No. 6. SPL, pp. 684–690.



# КОМПОЗИТ-ЭКСПО

Тринадцатая международная специализированная выставка

30.03 - 01.04.2021

Россия, Москва, ЦВК «Экспоцентр», павильон 1

## Основные разделы выставки:

- Сырье для производства композитных материалов, компоненты: Наполнители и модификаторы
- Стеклопластик (пластик, армированный стекловолокном), углепластик (пластик, армированный углеродным волокном), графитопластик, базальтопластик, базальтовые волокна, древесно-полимерный композит (ДПК), искусственный камень, искусственный мрамор, металлокомпозиты, нанокомпозиты, биокомпозиты и т.д.
- Полуфабрикаты (препреги)
- Инженерные пластики
- Промышленные (готовые) изделия из композитных материалов
- Оборудование и технологическая оснастка для производства композитных материалов
- Инструмент для обработки композитных материалов
- Измерительное и испытательное оборудование
- Компьютерное моделирование

## Специальный раздел выставки: КЛЕИ И ГЕРМЕТИКИ



## Параллельно проводится выставка: ПОЛИУРЕТАНЭКС

Двенадцатая международная специализированная выставка

www.polyurethanex.ru

## Информационная поддержка:



## Дирекция:

Выставочная Компания «Мир-Экспо»  
115230, Россия, Москва, Хлебозаводский проезд, дом 7, строение 10, офис 507  
Тел.: 8 495 988-1620 | E-mail: info@composite-expo.ru | Сайт: www.composite-expo.ru

YouTube youtube.com/user/compoexporussia @compoexporus @ocompo

## Организатор:



# ПОЛИУРЕТАНЭКС

Двенадцатая международная специализированная выставка

30 марта - 1 апреля 2021

Россия, Москва, ЦВК «Экспоцентр», павильон 1

## Основные разделы выставки:

- Сырье для производства полиуретанов
- Оборудование и станки для производства и переработки полиуретанов
- Обслуживание
- Тестовое оборудование
- Конечная продукция
- Производство лакокрасочных материалов (ЛКМ)
- Использование полиуретанов в:
  - машиностроении, - автомобилестроении, - строительстве (теплоизоляция),
  - железнодорожном транспорте (вкл. вагоностроение), - авиационном транспорте, - трубопроводном транспорте, - электротехнике, - изготовлении товаров бытового назначения, - обувной промышленности, - легкой промышленности, - медицине, - мебельной промышленности, - химической промышленности, - строительной индустрии, - горнообогатительной промышленности, - металлургии.

## Специальный раздел выставки: КЛЕИ И ГЕРМЕТИКИ



Параллельно проводится выставка:

## КОМПОЗИТ-ЭКСПО

13-я международная специализированная выставка

www.composite-expo.ru

## Информационная поддержка:



## Дирекция:

Выставочная Компания «Мир-Экспо»  
115230, Россия, Москва, Хлебозаводский проезд, дом 7, строение 10, офис 507  
Тел.: 8 495 988-1620 | E-mail: info@polyurethanex.ru | Сайт: www.polyurethanex.ru

YouTube youtube.com/user/polyexporu @polyexporus

## Организатор:



Организатор конференции



INTERNATIONAL  
ASSOCIATION OF  
FOUNDATION  
CONTRACTORS

МЕЖДУНАРОДНАЯ АССОЦИАЦИЯ  
ФУНДАМЕНТОСТРОИТЕЛЕЙ

Генеральный спонсор



МОСМУФТА

26-27  
МАЯ  
2021

VII МЕЖДУНАРОДНАЯ  
НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКАЯ  
КОНФЕРЕНЦИЯ

«СОВРЕМЕННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ,  
СПЕЦИАЛЬНАЯ ТЕХНИКА  
И СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ  
ДЛЯ УСТРОЙСТВА ОСНОВАНИЙ  
И ФУНДАМЕНТОВ»

МЕСТО ПРОВЕДЕНИЯ:

МОСКВА, МВЦ «КРОКУС ЭКСПО»,  
В РАМКАХ ВЫСТАВКИ СТРОИТЕЛЬНОЙ ТЕХНИКИ  
И ТЕХНОЛОГИЙ «BAUMA CTT RUSSIA»

Официальная поддержка

bauma CTT RUSSIA

Генеральные информационные партнеры



[www.fc-union.com](http://www.fc-union.com), [info@fc-union.com](mailto:info@fc-union.com)

тел.: +7 (495) 66-55-014, моб.: +7 925 57-57-810