



СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

ISSN 2618-9283

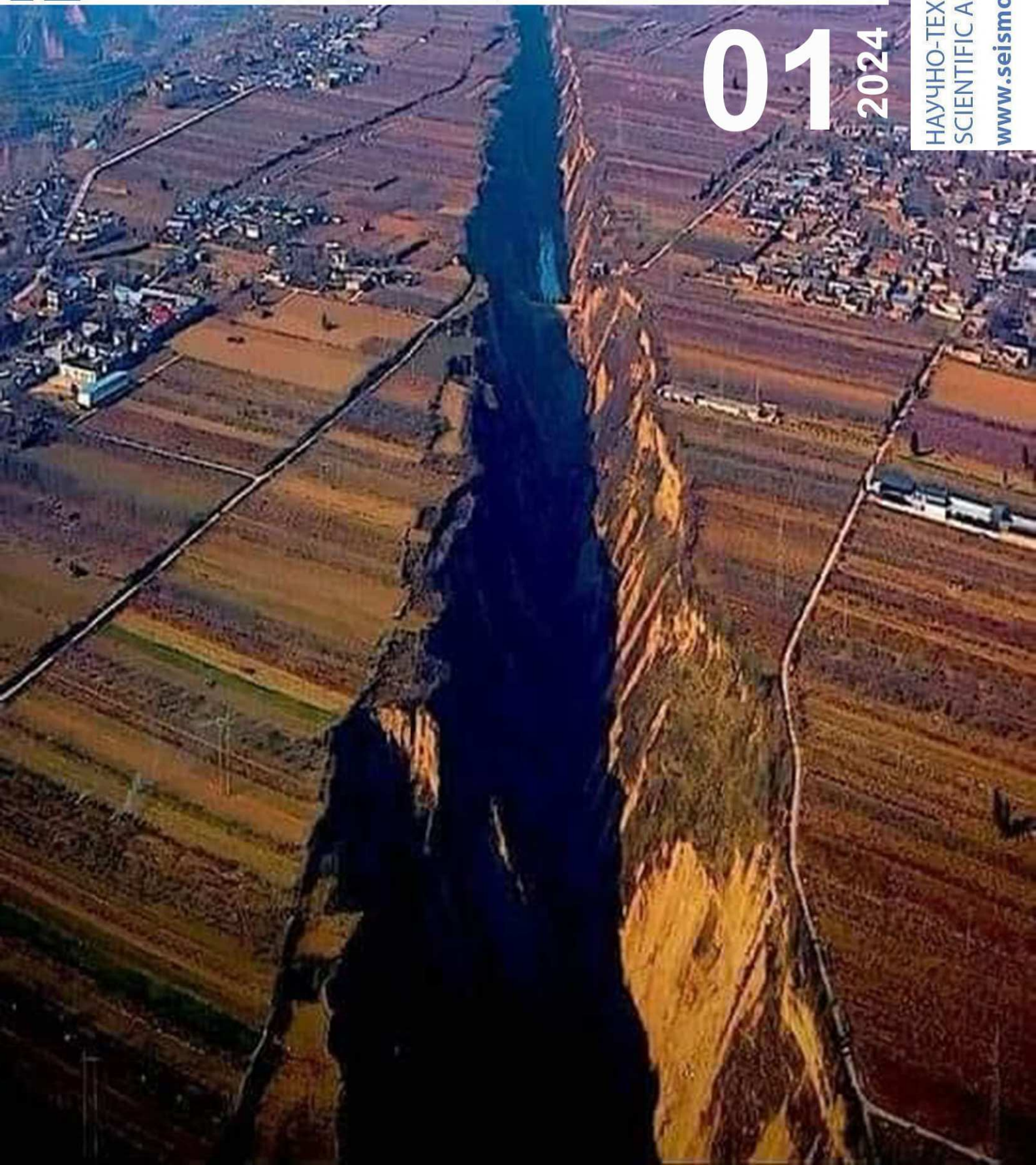
DOI 10.37153/2618-9283

EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY

01 2024

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ
SCIENTIFIC AND TECHNICAL JOURNAL

www.seismoconstruction.ru



Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений **Научно-технический журнал**

«Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» – сетевое научно-техническое рецензируемое издание, охватывающее весь спектр вопросов в области проектирования, строительства, эксплуатации объектов в сейсмически опасных районах России и стран СНГ.

Миссия журнала – развитие строительной науки в области сейсмостойкого строительства; публикация материалов и результатов фундаментальных исследований и достижений ученых, специалистов в области надежности и безопасности зданий и сооружений.

В журнале публикуются статьи по следующим научным специальностям и соответствующим им отраслям науки:

2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения (технические науки);

2.1.2 – Основания и фундаменты, подземные сооружения (технические науки);

2.4.9 – Ядерные энергетические установки, топливный цикл, радиационная безопасность (технические науки) (с 15 февраля 2023);

1.6.1 – Общая и региональная геология. Геотектоника и геодинамика (геолого-минералогические науки) (с 15 февраля 2023).

1.6.7 – Инженерная геология, мерзлотоведение и грунтоведение (геолого-минералогические науки).

Включен в утвержденный ВАК Минобрнауки России Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук. В действующем Перечне от 20.02.2024 г. под номером 2406. Категория Перечня ВАК – К2.

С 24 мая 2021 года журнал входит в **Russian Science Citation Index (RSCI)**. Журнал принимает к публикации: оригинальные статьи, обзоры, дискуссионные материалы, комментарии, рецензии, информационные материалы.

ISSN: 2618-9283 (online) **DOI:** 10.37153/2618-9283

Свидетельство о регистрации ЭЛ № ФС 77-72754 от 17.05.2018 года. Зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор).

Издатель – Российская Ассоциация по сейсмостойкому строительству и защите от природных и техногенных воздействий (РАСС) (<http://raee.su>).

Учредитель – А.А. Бубис.

Сайт сетевого издания: <http://seismoconstruction.ru>

Адрес Издателя и редакции: 109428, город Москва, ул. 2-я Институтская, дом 6, строение 37.

Телефон: 8-499-174-75-82; 8-916-959-51-27. E-mail: info@raee.su

Периодичность: 6 раз в год.

Даты выхода в свет: февраль, апрель, июнь, август, октябрь, декабрь.

Earthquake Engineering. Constructions Safety **Scientific and technical journal**

«Earthquake engineering. Constructions Safety» is a network scientific and technical peer-reviewed publication covering the entire range of issues in the field of design, construction, and operation of facilities in seismically dangerous areas of Russia and the CIS countries.

The mission of the journal is to develop the science of earthquake-resistant construction; to publish materials and results of fundamental research and achievements of scientists in the field of reliability and safety of buildings and structures.

The journal publishes articles on the following scientific specialties and related branches of science:

2.1.1 – Building structures, buildings and structures (technical sciences);

2.1.2 – Foundations, underground structures (technical sciences);

2.4.9 – Nuclear power plants, fuel cycle, radiation safety (technical sciences) the (from February, 15, 2023);

1.6.1 – General and regional geology. Geotectonics and geodynamics science (geological and mineralogical sciences) (from February, 15, 2023);

1.6.7 – Engineering geology, permafrost and soil science (geological and mineralogical sciences).

Included in the List of peer-reviewed scientific publications, where must be published basic scientific results of dissertations on competition of a scientific degree of candidate of Sciences, on competition of a scientific degree of the doctor of Sciences, approved by Supreme Attestation Commission (VAK) of the Ministry of education and science.

In the current List of 20.02.2024 listed under the 2406 position. VAK list category – C2.

Since May 24, 2021 included in the Russian Science Citation Index (RSCI).

The journal accepts for publication: original articles, reviews, discussion materials, comments, reviews, informational materials.

ISSN: 2618-9283 (online) **DOI:** 10.37153/2618-9283

Certificate of registration EL № FS 77-72754 dated 17.05.2018. Registered by the Federal service for supervision of communications, information technologies and mass communications (Roskomnadzor).

Publisher: Russian Association for earthquake-resistant construction and protection from natural and manmade hazards (RAEE) (<http://raee.su>).

The Founder: Alexander A. Bubis.

Website of the online publication: <http://seismoconstruction.ru>

Address of the **Publisher** and **editorial office:** 109428, Moscow, ul. 2-ya Institut'skaya, house 6, building 37. Phone: 8-499-174-75-82; 8-499-174-70-65. E-mail: info@raee.su

Frequency: 6 times a year.

Release dates: February, April, June, August, October, December.

Главный редактор

Ведяков И.И., доктор технических наук, профессор
(Москва, Российская Федерация)

Заместитель главного редактора

Бубис А.А., PhD
(Москва, Российская Федерация)

Ответственный секретарь редколлегии

Смирнова Л.Н., кандидат технических наук
(Москва, Российская Федерация)

Редакционная коллегия

Акулов Н.И., доктор геолого-минералогических наук
(Иркутск, Российская Федерация)

Алешин А.С., доктор физико-математических наук
(Москва, Российская Федерация)

Бегалиев У.Т., доктор технических наук, профессор
(Бишкек, Кыргызская Республика)

Белаш Т.А., доктор технических наук, профессор
(Санкт-Петербург, Российская Федерация)

Вада Акира, доктор, профессор
(Токио, Япония)

Вознесенский Е.А., доктор геолого-минералогических наук, профессор
(Москва, Российская Федерация)

Гусев Б.В., доктор технических наук, профессор, член-корреспондент РАН
(Москва, Российская Федерация)

Захаров В.С., доктор геолого-минералогических наук, профессор
(Москва, Российская Федерация)

Ильичев В.А., доктор технических наук, профессор, Академик РААСН
(Москва, Российская Федерация)

Клементе Паоло, доктор, профессор
(Рим, Италия)

Кривцов Ю.В., доктор технических наук, профессор
(Москва, Российская Федерация)

Лапин В.А., кандидат технических наук, профессор
(Алматы, Республика Казахстан)

Немчинов Ю.И., доктор технических наук, профессор
(Киев, Республика Украина)

Норузинежад Фарсанги Исан, доктор, профессор
(Керман, Иран)

Павленко О.В., доктор физико-математических наук
(Москва, Российская Федерация)

Римшин В.И., доктор технических наук, профессор
(Москва, Российская Федерация)

Семенов В.А., доктор технических наук, профессор

(Москва, Российская Федерация)

Тонких Г.П., доктор технических наук, профессор

(Москва, Российская Федерация)

Уздин А.М., доктор технических наук, профессор

(Санкт-Петербург, Российская Федерация)

Хакимов Ш.А., кандидат технических наук, профессор

(Ташкент, Республика Узбекистан)

Хачиян Э.Е., доктор технических наук, профессор

(Ереван, Республика Армения)

Чевереv В.Г., доктор геолого-минералогических наук, профессор

(Москва, Российская Федерация)

Чимелларо Джан Паоло, адъюнкт-профессор

(Турин, Италия)

Эмри И., доктор, профессор

(Любляна, Республика Словения)

«EARTHQUAKE ENGINEERING. CONSTRUCTIONS SAFETY»

Editor-in-Chief

Vedyakov I.I., Dr. Sci. (Engineering), Professor
(Moscow, Russian Federation)

Deputy editor-in-Chief

Bubis A.A., PhD (Engineering)
(Moscow, Russian Federation)

Executive Secretary

Smirnova L.N., PhD (Engineering)
(Moscow, Russian Federation)

Editorial board

Akulov N.I., Dr. Sci. (Geology), Professor (Irkutsk, Russian Federation)

Aleshin A.S., Dr. Sci. (Mathematics and Physics), Professor
(Moscow, Russian Federation)

Begaliev U.T., Dr. Sci. (Engineering), Professor
(Bishkek, Republic of Kyrgyzstan)

Belash T.A., Dr. Sci. (Engineering), Professor
(Saint-Petersburg, Russian Federation)

Wada Akira, PhD, Professor Emeritus (Tokyo, Japan)

Voznesenskii E.A., Dr. Sci. (Geology), Professor (Moscow, Russian Federation)

Gusev B.V., Dr. Sci. (Engineering), Professor, Corresponding Member of the
Russian Academy of Sciences (Moscow, Russian Federation)

Zakharov V.S., Dr. Sci. (Geology), Professor (Moscow, Russian Federation)

Il'ichev V.A., Dr. Sci. (Engineering), Professor, Academician of the Russian
Academy of Architecture and Construction Sciences (Moscow, Russian Federation)

Clemente Paolo, PhD, Professor (Rome, Italy)

Krivtsov Yu.V., Dr. Sci. (Engineering), Professor (Moscow, Russian Federation)

Lapin V.A., PhD, Professor (Almaty, Republic of Kazakhstan)

Nemchinov Yu.I., Dr. Sci. (Engineering), Professor (Kiev, Ukraine)

Noroozinejad Farsangi Ehsan, PhD of Civil Engineering, Professor
(Kerman, Iran)

Pavlenko O.V., Dr. Sci. (Mathematics and Physics) (Moscow, Russian Federation)

Rimshin V.I., Dr. Sci. (Engineering), Professor (Moscow, Russian Federation)

Semenov V.A., Dr. Sci. (Engineering), Professor (Moscow, Russian Federation)

Tonkikh G.P., Dr. Sci. (Engineering), Professor (Moscow, Russian Federation)

Uzdin A.M., Dr. Sci. (Engineering), Professor
(Saint-Petersburg, Russian Federation)

Khakimov Sh., PhD (Engineering), Professor (Tashkent, Republic of Uzbekistan)

Khachiyan E.E., Dr. Sci. (Engineering), Professor
(Yerevan, Republic of Armenia)

Cheverev V.G., Dr. Sci. (Geology), Professor (Moscow, Russian Federation)

Cimellaro Gian Paolo, Associate Professor (Turin, Italy)

Emri Igor, PhD, Professor (Ljubljana, Republic of Slovenia)

СОДЕРЖАНИЕ

№ 1 – 2024

Теоретические и экспериментальные исследования

Горюнов О.В.

Учет хвостовой зависимости копула-функций при отборе сочетаний природных воздействий

8

Техническое регулирование и развитие норм проектирования

Дещеревская Е.В., Павленко О.В.

Проверка нормативных формул оценки уровня ускорений в СП 286.1325800.2016 «Объекты строительные повышенной ответственности. Правила детального сейсмического районирования» на реальных данных

22

Сейсмозащита и сейсмоизоляция зданий и сооружений

Апсеметов М.Ч., Айдаралиев А.Е., Шекербеков У.Т., Курманбек уулу Н.

Снижение динамического воздействия оползня на здания и транспортные сооружения села Токтогул Узгенского района Кыргызской Республики

31

Мониторинг и паспортизация зданий и сооружений

Гукова М.И., Фарфель М.И., Кондрашов Д.В., Рожкова Л.С.

Экспертиза промышленной безопасности конструкций отделения непрерывного литья заготовок мартеновского цеха Таганрогского металлургического завода

49

Есть мнение

Востров В.К.

Вопросы критики и дальнейшего развития национальной нормативной базы по расчету сооружений на сейсмические воздействия

65

Фото на обложке номера из открытых источников

12+

ISSN 2618-9283(e) PACS, 2024

CONTENTS

№ 1 – 2024

Theoretical and experimental studies

Goryunov O.V.

Consideration of the tail dependence of copula functions in the selection of combinations of natural hazards

8

Technical regulation and design standards development

Deshcherevskaya E.V., Pavlenko O.V.

Verification of regulatory formulas for assessing the level of accelerations in SP 286.1325800.2016 "Construction facilities of increased responsibility. Rules of detailed seismic zonation" based on real data

22

Seismic protection and seismic isolation of buildings and structures

Apsemetov M. Ch., Aidaraliev A. E., Shekerbekov U. T., Kurmanbek uulu N.

Reducing the dynamic impact of a landslide on buildings and transport structures in the village of Toktogul, Uzgen district of the Kyrgyz Republic

31

Monitoring and certification of buildings and constructions

Gukova M.V., Farfel M.I., Kondrashov D.V., Rozhkova L.S.

Examination of industrial safety of structures of the continuous casting Department of the open-hearth shop of the Taganrog Metallurgical Plant

49

There is an opinion

Vostrov V.K.

On the issues of criticism and further development of the national regulatory framework for the calculation of structures for seismic impacts

65

Photo on the cover of the issue from the open sources.

УДК 629.039.58

DOI [10.37153/2618-9283-2024-1-8-21](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-8-21)

Теоретические и экспериментальные исследования

Учет хвостовой зависимости копула-функций при отборе сочетаний природных воздействий

Олег Владимирович Горюнов¹

¹ФГАОУ ВО «СПбПУ». Санкт-Петербург, Российская Федерация

Аннотация: В соответствии с ФНП РФ (п.2.8, 2.9 НП-064-17) и международными стандартами (IAEA SSG-3) в проекте ОИАЭ (объект использования атомной энергии) должны быть представлены сведения о взаимосвязанных процессах, явлениях и факторах природного происхождения, выявленных в процессе проведения инженерных изысканий и исследований, и определены параметры релевантных сочетаний внешних воздействий, для которых должен быть выполнен анализ их влияния на безопасность атомных станций (АС) в составе ИС проектных и запроектных аварий. Сочетания воздействий могут оказывать более сильное влияние на безопасность станции, чем каждое воздействие, рассматриваемое отдельно, а частота возникновения сочетания может быть сравнима с частотой возникновения отдельных воздействий. В настоящее время в нормативных документах РФ и международных нормах вероятностные подходы не представлены. В работе [1] представлена методика, основанная на теории копула-функций, практика применения которой показала, что на определение частоты и интенсивностей сочетаний влияет учет эмпирических параметров функции распределения: коэффициенты корреляции, хвостовые зависимости. Проведен анализ влияния учета значения хвостовых зависимостей на результат выбора модельной копула-функции в рамках отбора сочетаний внешних природных факторов, которые должны учитываться в проекте ОИАЭ. Показано, что подход, представленный в [1] необходимо дополнить оценкой значения верхней хвостовой зависимости на основе статистических данных, поскольку благодаря более полному применению свойств копула-функций повышается глубина обоснования результатов.

Ключевые слова: внешние воздействия, сочетания воздействий, анализ безопасности, изыскательные работы, атомная станция, ядерная безопасность

Для цитирования: Горюнов О.В. Учет хвостовой зависимости копула-функций при отборе сочетаний природных воздействий // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2024. № 1. С.8–21

DOI [10.37153/2618-9283-2024-1-8-21](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-8-21)

@ Goryunov O.V., 2024

Theoretical and experimental studies

Consideration of the tail dependence of copula functions in the selection of combinations of natural hazards

Oleg V. Goryunov

Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University.
Saint Petersburg, Russian Federation

Abstract: In accordance with the Federal rules and regulations of the Russian Federation (paragraphs 2.8, 2.9 of RR-064-17) and international standards (IAEA SSG-3), the OUAЕ (the object of the use of atomic energy) project should provide information on interrelated processes, phenomena and factors of natural origin identified during engineering surveys and studies, and the parameters of relevant combinations of external hazards are determined, for which an analysis of their impact on the safety of the NPP as part of the NPP design and beyond-design accidents should be performed. Combinations of hazards can have a stronger impact on the safety of the station than each impact considered separately, and the frequency of occurrence of the combination can be comparable to the frequency of occurrence of individual impacts. Currently, probabilistic approaches are not presented in the regulatory documents of the Russian Federation and international norms. The paper [1] presents a methodology based on the theory of copula functions, the practice of which has shown that the determination of the frequency and intensity of combinations is influenced by taking into account the empirical parameters of the distribution function: correlation coefficients, tail dependencies. The analysis of the effect of taking into account the value of tail dependencies on the result of choosing a model copula function within the selection of combinations of external natural factors that should be taken into account in the project of the OUAЕ is carried out. It is shown that the approach presented in [1] needs to be supplemented with an estimate of the value of the upper tail dependence based on statistical data, since due to a more complete application of the properties of copula functions, the depth of justification of the results increases.

Keywords: external hazards, combinations of hazards, safety analysis, survey work, nuclear power plant, nuclear safety

For citation: Goryunov O.V. Consideration of the tail dependence of copula functions in the selection of combinations of natural hazards. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2024, no. 1, pp. 8–21

DOI [10.37153/2618-9283-2024-1-8-21](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-8-21)

Введение

В соответствии с п.1.2.14 Общих положений обеспечения безопасности АС (НП 001 15) [2] перечень исходных событий, представляемый в ООБ АС, должен включать все возможные внутренние и внешние события, которые нарушают нормальную эксплуатацию ОИАЭ и не исключены на основе свойств внутренней самозащищенности реактора и принципов его устройства. Сочетания отказов систем (элементов) ОИАЭ, ошибок персонала, внутренних или внешних воздействий учитываются в составе указанного перечня исходных событий.

Международные стандарты IAEA, EUR, WENRA и национальные нормы стран ЕС: YVL Guides (Финляндия), NSC (Венгрия), RecDoc (Канада), HAF

(Китай), а также ФНП РФ рассматривают внешнее природное воздействие, как воздействие, вызванное внешними по отношению к ОИАЭ процессами, явлениями и факторами природного происхождения, характерные для площадки АС. НП 064 17 (п. 2.8, 2.9) [3], НП 006-16 [4], SSG-3 (п. 6.2, 6.11) [5] регламентируют в проекте ОИАЭ представлять сведения о взаимосвязанных явлениях и факторах природного происхождения, выявленных в процессе инженерных изысканий и исследований, и, в частности, определять параметры релевантных сочетаний внешних воздействий, для которых должен быть выполнен анализ их влияния на безопасность ОИАЭ. Сочетания воздействий могут оказывать более сильное влияние на безопасность станции, чем каждое воздействие, рассматриваемое отдельно, а частота возникновения сочетания может быть сравнима с частотой возникновения отдельных воздействий – например, повышение уровня воды из-за выпадения ливневых осадков и прорыв плотины из-за выпадения ливневых осадков. Влияние комбинаций воздействий на функции безопасности следует подвергать повторной оценке, поскольку комбинация воздействий может воздействовать на различные функции безопасности или на одну функцию, но значительно более жестко, чем отдельный внешний природный фактор. В качестве примера можно представить следующие потенциальные сочетания воздействий:

- a) засуха (вследствие высокой температуры воздуха), сильный ветер и дым от лесных пожаров;
- b) сильный ветер и гроза;
- c) высокая температура воздуха и высокая температура воды;
- d) снегопад и сильный ветер;
- e) метель и сильный ветер;
- f) метель, сильный ветер и образование внутриводного льда.

Современные стандарты РФ и международные нормы не содержат методики формирования сочетаний природных воздействий, а подходы, описанные в научной литературе [6, 7, 8] дискуссионны и применяются точно. В работе [1] представлена методика, основанная на теории копула-функций, позволяющая с достаточной для практики точностью оценивать параметры сочетаний воздействий.

Исходными данными для применения методики являются:

- номенклатура процессов, явлений и факторов природного происхождения, способных оказать влияние на безопасность ОИАЭ;
- временные ряды,
- значения параметров внешних природных воздействий (маргинальные функции распределения),

полученные в рамках проведения инженерных изысканий и исследований района размещения ОИАЭ.

Результатом применения методики [1] являются совместные функции распределения для каждой пары природных воздействий, и учитываются в проекте систем и зданий ОИАЭ, а также рассматриваются в составе исходных событий запроектных аварий.

Практика применения методики [1] показала, что на выбор копула-функции, а соответственно определение частоты и интенсивностей сочетаний, влияет учет эмпирических параметров функции распределения: коэффициенты корреляции, хвостовые зависимости.

Совместная функция распределения

Благодаря теореме Склера (1959) копула-функции позволяют достаточно гибко моделировать совместные вероятностные распределения, учитывая структуру зависимости между различными переменными, которые могут иметь разные частные распределения. Копула-функция $C(u,v)$ является вероятностью наступления совместного события для случайных величин X, Y : $P(x < X, y < Y) = P(u < U; v < V) = C(u,v)$, где u, v – маргинальные распределения случайных величин X и Y . Копула-функция является функцией, агрегирующей всю информацию относительно структуры зависимости между компонентами случайного вектора. Практической ценностью является определение вероятности превышения определенных значений: $P(u > U; v > V) = 1 - u - v + C(u,v)$.

Определение. Функция $C(u,v)$ называется копулой двух переменных u и v , определенных на множестве $[0, 1]$, если она удовлетворяет следующим условиям:

- 1) $0 \leq C(x, y) \leq 1$;
- 2) $C(u, 0) = C(0, v) = 0$;
- 3) $C(1, v) = v, C(u, 1) = u$;
- 4) $C(u_2, v_2) + C(u_1, v_1) - C(u_2, v_1) - C(u_1, v_2) \geq 0$, где $(u_1, v_1) \in [0,1]^2, (u_2, v_2) \in [0,1]^2$ и $u_1 \leq v_1, u_2 \leq v_2$;
- 5) $\max(u + v - 1, 0) \leq C(u, v) \leq \min(u, v)$, (границы Фреше – Хефдинга).

Плотность распределения совместной функции распределения $f_{XY}(x,y)$ случайных величин X и Y , построенной на основе копула-функции определяется известным выражением:

$$f_{XY}(x, y) = c_{UV}(u, v) \cdot \rho_X(x) \cdot \rho_Y(y),$$

где $c_{UV}(u, v) = \frac{\partial^2 C(u,v)}{\partial u \partial v}$ – плотность копула-функции, $\rho_Z(z) = dF_Z(z)/dz$ – плотность распределения маргинального распределения $F_Z(z)$.

Наиболее применяемые на практике копулы разделяют на три типа [1, 9, 10]:

- 1) **Эллиптические**, если плотность функции распределения имеет вид

$$f(x, y) = \frac{\Omega}{\pi \sqrt{1 - R_{xy}^2}} g\left(\frac{x^2 - 2R_{xy}xy + y^2}{1 - R_{xy}^2}\right), \quad \Omega^{-1} = \int_0^{\infty} g(z) dz. \quad \text{Самые часто}$$

используемые – это копула Гаусса $g(t) = \exp(-t/2)$ и Стьюдента $g(t) = 1/(1 + t/n)^{(n+2)/2}$.

- 2) **Архимедовы** копулы можно представить в виде [11] $C(u,v) = \phi^{-1}(\phi(u) + \phi(v))$, где $\phi(x)$ – функция-генератор. Функция $\phi^{-1}(t)$ должна быть «вполне монотонной функцией».

- 3) **Экстремальные** копулы созданы на основе одномерных законов распределения экстремумов – для них должно выполняться соотношение $C(u^n, v^n) = C^n(u, v)$, $n > 0$. Частным случаем экстремальной копулы является копула в форме Пикандса $C(u, v) = \exp\left[\ln(uv) A\left(\frac{\ln v}{\ln uv}\right)\right]$, где $A(t)$ является выпуклой функцией, такой, что $A(0) = A(1) = 1$ и удовлетворяет условию $\max[t, 1 - t] \leq A(t) \leq 1$ для $\forall t \in [0, 1]$.

Помимо коэффициентов ранговой корреляции одной из характеристик копула-функций является верхняя и нижняя хвостовая зависимость, также зависящая от параметра копула-функции.

Хвостовые зависимости

При наличии хвостовой зависимости между случайными событиями или существенной асимметрии маргинальных распределений, — необходимо использовать иные подходы к получению корреляционных параметров стандартной формулы. Например, более адекватной может быть оценка, использующая коэффициент хвостовой зависимости [11, 12].

Как было отмечено выше, этот коэффициент отражает асимптотический уровень зависимости на «хвостах» – возможность одновременной реализации экстремальных событий для обоих факторов.

Определение 1. Пусть (X, Y) – случайный вектор, компоненты которого есть непрерывные случайные величины с частными распределениями F_X и F_Y . Тогда коэффициент λ^U верхней хвостовой зависимости X и Y определяется соотношением:

$$\begin{aligned} \lambda^U &= \lim_{u \rightarrow 1} P[Y > F_Y^{-1}(u) | X > F_X^{-1}(v)] = \lim_{u \rightarrow 1} P[X > F_X^{-1}(v) | Y > F_Y^{-1}(u)] \\ &= 2 - \frac{\partial C(u, u)}{\partial u} \Big|_{u=1} \end{aligned}$$

при условии, что пределы существуют, где $C(u, v)$ – двумерная копула-функция случайного вектора (X, Y) .

При этом случайные величины X и Y называют асимптотически зависимыми на верхнем хвосте, если $\lambda^U \in (0, 1)$, X и Y называют асимптотически независимыми, если $\lambda^U = 0$.

Другими словами, верхняя хвостовая зависимость существует тогда, когда имеется положительная вероятность одновременного возникновения положительных выбросов. Величина λ^U широко используется в теории экстремальных значений и представляет собой вероятность того, что одна переменная примет экстремальные значения при условии, что другая переменная также принимает экстремальные значения.

Определение 2. Пусть (X, Y) – двумерный случайный вектор, компонентами которого являются непрерывные случайные величины, частные распределения которых равны F_X и F_Y . Тогда коэффициент λ^L нижней хвостовой зависимости между X и Y равен:

$$\lambda^L = \lim_{u \rightarrow 0} P[Y \leq F_Y^{-1}(u) | X \leq F_X^{-1}(v)] = \lim_{u \rightarrow 0} P[X \leq F_X^{-1}(v) | Y \leq F_Y^{-1}(u)] = \frac{\partial C(u, u)}{\partial u} \Big|_{u=0}$$

при условии, что пределы существуют.

Случайные величины X и Y называются асимптотически зависимыми на нижнем хвосте, если $\lambda^L \in (0, 1)$ и асимптотически независимыми на нижнем хвосте, если $\lambda^L = 0$.

Таким образом, нижняя хвостовая зависимость существует тогда, когда существует положительная вероятность возникающих одновременно отрицательных выбросов [10].

Наличие временных рядов позволяет построить эмпирические характеристики копула-функции, в частности, функцию $C(u, u)$, на основе которой оценить λ_U . Наличие эмпирических значений λ_L, λ_U позволяет заранее сократить

перечень модельных копула-функций, которые могут быть использованы для формирования сочетаний, и сделать выбор более корректным и обоснованным.

Эмпирическая копула-функция может быть определена в форме выражения:

$$F(u, v) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H(u - U_i) \cdot H(v - V_i) \quad (1)$$

где N – число пар временного ряда; U_i, V_i – пары значений маргинальных функций распределений, анализируемых факторов, соответствующую одному и тому же временному интервалу, $H(x)$ – функция Хевисайда. Помимо очевидного удобства использования явной зависимости выражение (1) инвариантно шагу разбиения области значений аргументов.

Подход к оценке λ_L, λ_U

Аппроксимация $C(u,u)$ полиномом или логарифмом (поскольку таблица 1 показывает, что часто встречается степенная зависимость) позволяет оценить производные и их погрешность, например, на основе метода наименьших квадратов [13]. Значения λ_L, λ_U могут быть оценены из функции аппроксимации, в качестве которых удобно выбрать логарифмическую зависимость $\ln C(u,u) = A \ln u + B$, тогда $\lambda_L = A e^B \lim_{u \rightarrow 0} u^{A-1}$, $\lambda_U = 2 - A \cdot e^B$. Однако, следует отметить, что при таком подходе λ_L всегда будет равно нулю, что не всегда верно (см. таблицу 1) и связано с погрешностью аппроксимации в области $u = 0$ из-за бесконечного роста $\ln u$ (см. рис. 1). Указанный вид аппроксимации корректнее применять в форме $\ln C(u,u) = A \ln u$ для оценки λ_U , поскольку $C(u,u) = 1$ при $u = 1$.

Поскольку справедливо равенство $\frac{\partial C(u, u)}{\partial u} \Big|_{u=1} = \frac{\partial \ln C(u, u)}{\partial \ln u} \Big|_{u=1}$ – эмпирическое значение λ_U будет равно $\lambda_U = 2 - A$.

Таблица 1 – Значения хвостовых зависимостей для различных типов копула-функций

Table 1 – Values of tail dependencies for different types of copula functions

Копула-функция	$C(u,u)$	λ^U	λ^L
Экстремальные	$C(u,u) = u^k$ $k < 2$	$2 - k$	0
Экстремальное (Pickands)	$u^{2A(1/2)}$	$2 - 2A(1/2)$	0
Архимедовы $f^{-1}(f(u) + f(v))$ $dC(u,u)/du = 2 g(u)/g(C(u,u))$, $g = df/du$	$f^{-1}(2f(u))$	0 или $2 - 2^{1/a1}$	зависит от вида функции-генератора
Эллиптические Гаусса Стьюдента		0 2 $- 2T_{n+1} \left(\sqrt{n+1} \sqrt{\frac{1-R}{1+R}} \right)$	0 $2 - 2T_{n+1} \left(\sqrt{n+1} \sqrt{\frac{1-R}{1+R}} \right)$

Из рисунка 1 хорошо виден линейный характер поведения логарифма функции $C(u,u)$ в окрестности точки $u = 1$.

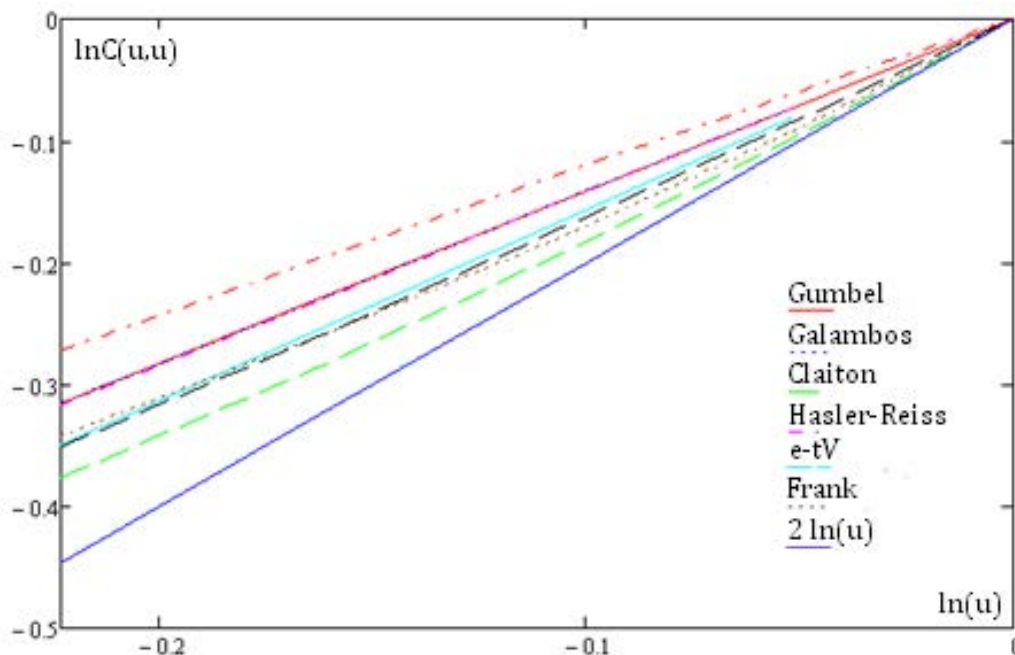


Рисунок 1 – Поведение функции $\ln C(u,u)$ в окрестности точки $u = 1$

Figure 1 – Behavior of the $\ln C(u,u)$ function in the vicinity of the point $u = 1$

Исходными данными для выбора копула-функций являются: перечень модельных копула-функций и временные ряды (x_k, y_k, \dots) , которые для удобства преобразуются в соответствующие значения $u_m = G_X(x_m)$, где $G_X(x)$ – маргинальная функция распределения [9]. В работе [1] предложены четыре критерия отбора копула-функции на основе сравнения ряда расчетных параметров [15, 16]:

1. модельного значения КК Кендалла с эмпирическим;
2. модельного значения КК Спирмена с эмпирическим;
3. суммы квадратов разностей выборочной и модельной копула-функций $D =$

$\sum_{m=1}^N (C_m - F(u_m, v_m, a_{ML}))^2$, где C_m – эмпирическое значение распределения двух случайных величин в точке (u_m, v_m) ; $F(u, v, a)$ – модельная копула-функция; a – параметр копула-функции; N – число пар (u_m, v_m) ; a_{ML} – точка максимума функции правдоподобия.

4. по информационному критерию $AIC = 2 - 2 \sum_{m=1}^N \ln c_{UV}(u_m, v_m, a_{ML})$, который базируется на обобщении принципа максимального правдоподобия. Для информационных критериев действует правило: наилучшая модель имеет наименьшее значение критерия [15].

Очевидно, что одновременное удовлетворение модельной копула-функции нескольким эмпирическим параметрам – коэффициентам ранговой корреляции и значениям хвостовых зависимостей, является сильным основанием в пользу ее выбора. При этом параметры отбора: AIC, D и т.д. могут быть не оптимальными. Неучет указанного обстоятельства может приводить к ошибочным решениям и соответственно к ошибочным проектным мерам.

В качестве примера демонстрации применения подхода в части моделирования статистической зависимости представляется целесообразным с

точки зрения доступности использовать перечень климатических данных за 120 лет для области города Будапешта (<https://www.met.hu>). Найти иные представительные данные для анализа в открытых источниках не удалось.

В результате применения методики [1] к внешним факторам, представленным выше, были идентифицированы следующие сочетания (другие сочетания были идентифицированы как независимые):

1. максимальная годовая температура – количество теплых дней ($T \geq 30^{\circ}\text{C}$);
2. максимальная годовая температура – количество теплых ночей ($T \geq 20^{\circ}\text{C}$);
3. количество теплых дней ($T \geq 30^{\circ}\text{C}$) – количество теплых ночей ($T \geq 20^{\circ}\text{C}$);
4. количество морозных дней ($T \leq 0^{\circ}\text{C}$) – количество снежных дней.

Рассмотрим случай «количество морозных дней ($T \leq 0^{\circ}\text{C}$) – количество снежных дней». Эмпирические КК Кендала и Спирмена [14] равны 0,363 и 0,516, соответственно. Значение λ_U равно 0,38 (рис. 2), оценка значимости подтвердила ненулевую гипотезу. Результаты расчетов представлены в Таблице 2.

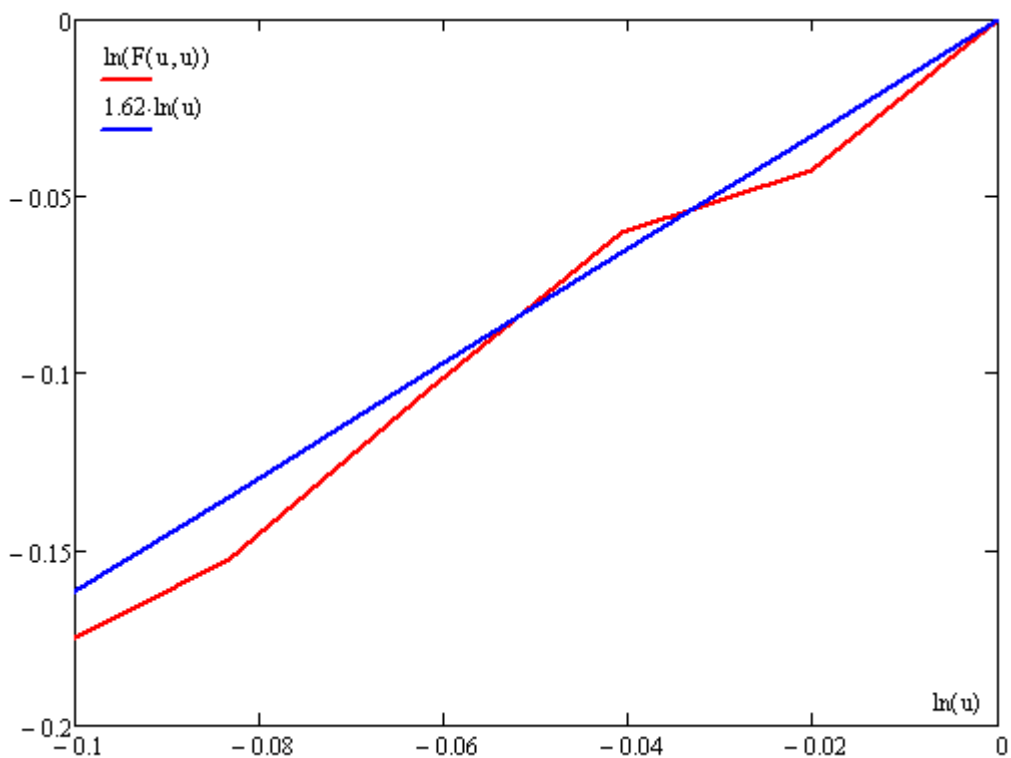


Рисунок 2 – Аппроксимация функции $\ln C(u, u)$

Figure 2 – Approximation of the $\ln C(u, u)$ function

Таблица 2 – Результаты расчетов для сочетания
 «количество морозных дней ($T \leq 0^\circ\text{C}$) – количество снежных дней»

Table 2 – Calculation results for the combination of
 "the number of frost days ($T \leq 0^\circ\text{C}$) – the number of snow days"

№	Копула-функция	AIC	λ_U (0,38)	КК Спирмена (0,516)	КК Кендала (0,363)	D
1	Gumbel	-40,36	0,441	0,510	0,359	0,081
2	Ali	-33,09	0	0,478	0,333	0,095
3	Tawn	-39,06	0,470	0,547	0,387	0,071
4	$uv \exp(-a \ln u \ln v)$	3,49	0	0	0	0,603
5	Galambos	-41,04	0,434	0,509	0,356	0,082
6	Claiton	-23,40	0	0,330	0,225	0,189
7	Hasler-Reiss	-41,75	0,427	0,507	0,354	0,084
8	t-EV copula (extreme t-Student)	-28,36	0,427	0,101	0,331	0,328
9	Frank	-48,52	0	0,585	0,410	0,064
10	$(1+[(u^{-1}-1)^a+(v^{-1}-1)^a]^{1/a})^{-1}$	-16,42	0,040	0,503	0,353	0,082

Примечание: числа в скобках соответствуют эмпирическим оценкам

По параметру AIC и D оптимальной является копула-функция № 9 (Frank) таблицы 2, но для нее $\lambda_U = 0$ и относительная погрешность по КК выше, чем для копула-функций № 1, 5 и 7. Параметры AIC и D для копула-функций № 1, 5 и 7 обладают близкими значениями и для них $\lambda_U \neq 0$.

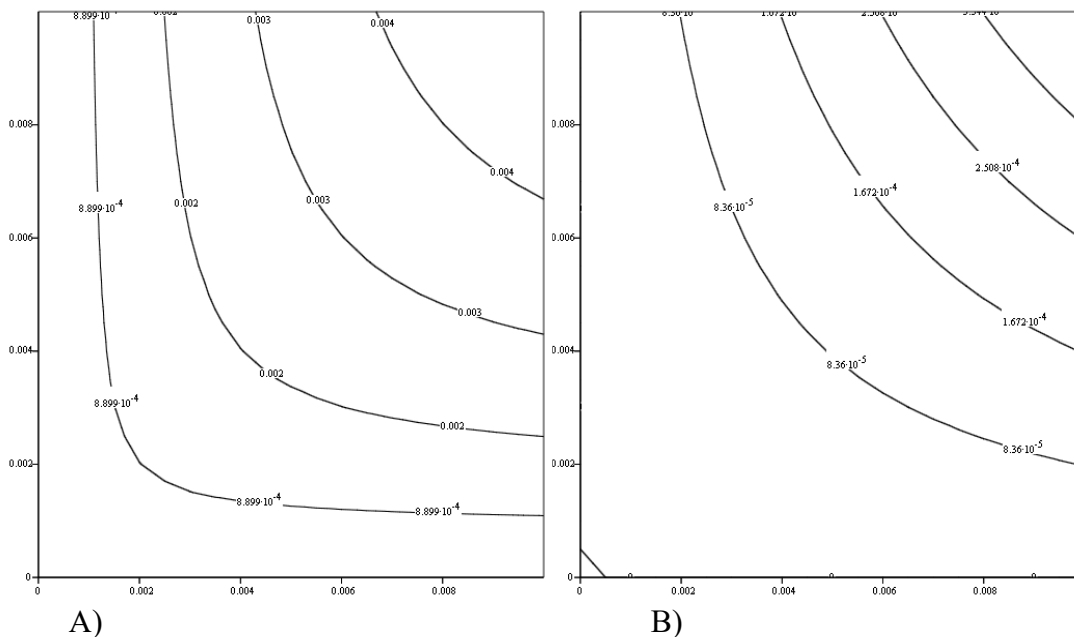


Рисунок 3 – Линии уровня для копула-функции Gumbel (A) и Frank (B)

Figure 3 – Level lines for the copula of the Gumbel (A) and Frank (B) functions

Как видно из рис. 3, если не принимать во внимание значение хвостовой зависимости, то в этом случае значения интенсивностей будут занижены и «одновременность» по значению λ_U не реализуется. Если учитывать значение λ_U , то наиболее корректным будет выбор в сторону копула-функции Gumbel по параметру D и расчетным значениям КК.

Также в виде примера ниже (Таблица 3) приведены данные параметров внешних воздействий в районе города Дабаа (Египет), которые должны учитываться в проекте зданий АС. Использование в расчетах параметра λ_U было учтено в методическом подходе [1], который был применен в рамках определения потенциальных комбинаций внешних природных факторов, релевантных указанному району.

Таблица 3 – Перечень основных параметров внешних воздействий процессов, явлений и природных факторов, учитываемых в проекте объекта использования атомной энергии

Table 3 – List of the main parameters of external influences of processes, phenomena and natural factors taken into account in the design of the object of the use of atomic energy

Природный фактор	Максимальное установленное значение при наблюдении	Степень опасности*	Объект воздействия**
Ветер, ураган (средняя скорость ветра 32 м/с и более при 10-минутном осреднении)	40 м/с (2006 г.)	I	Здания, сооружения
	30 м/с	II	Здания, сооружения
Высота слоя осадков (ярко выраженная сезонность: окт. – март) годовой, суточный	447.5 мм 99 мм за 6 ч	I	Здания, сооружения, оборудование блока АС
Температура воздуха	58.5°C	–	Здания, сооружения, оборудование блока АС Персонал блока АС
* в соответствии с Приложением №3 НП 064-17			
** в соответствии с Приложением №4 РБ 021-21			

В частности, в результате обработки и анализа данных были выявлена потенциальная комбинация: ветер – максимальная температура воздуха. Результаты анализа для указанной комбинации представлены на рисунке 4 и в таблице 4. Для указанной комбинации $\lambda_U = 0.25$ (см. рисунок 4), однако с учетом оценки значимости принято $\lambda_U = 0$ (см. Таблица 4). Здесь очевидно влияние объема статистики данных, однако существование параметра λ_U требует его учета в целях целостности подхода и соблюдения корректности оценок. Исключение из рассмотрения λ_U может быть обоснованно особенностями задачи формирования сочетаний.

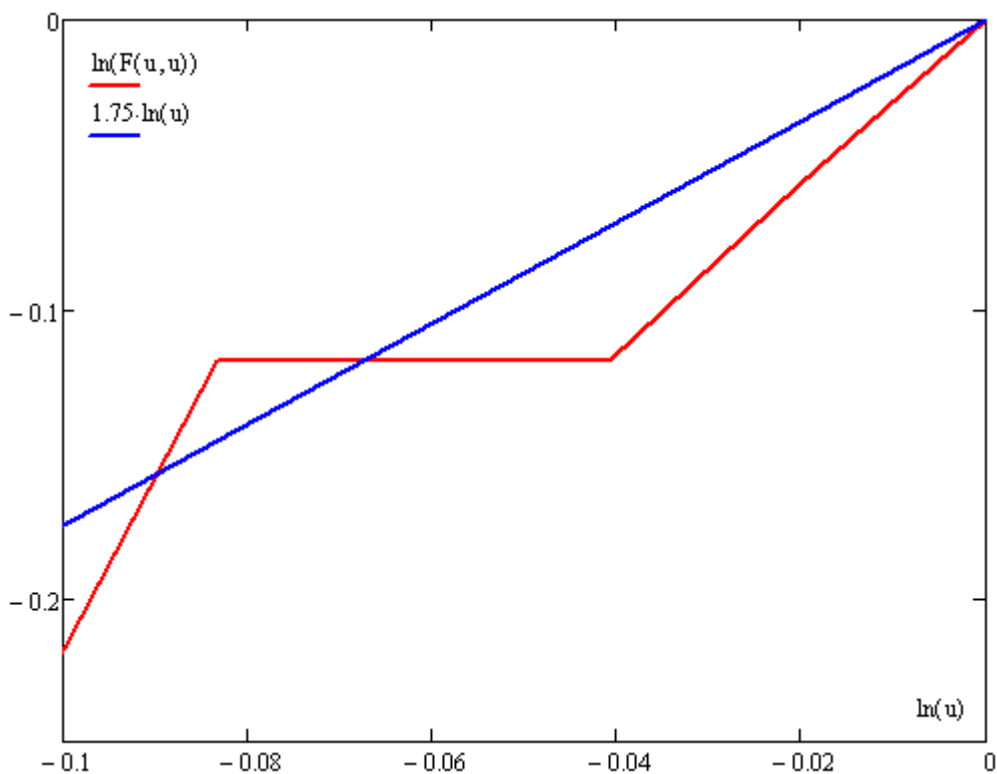


Рисунок 4 – Прямая аппроксимации для комбинации «ветер – макс. температура воздуха»

Figure 4 – Approximation line for the combination "Wind – Max. air temperature"

Таблица 4 – Результаты расчетов

Table 4 – Calculation results

Совместная функция распределения	Комбинация	Расчетные параметры	
		λ_U (0)	КК Спирмена (-0.410)
$uv \exp(-\ln u \ln v)$	Ветер – Макс. температура воздуха	0	-0,452
Примечание: числа в скобках соответствуют эмпирическим оценкам			

В полученном результате важно отметить, что $uv \cdot \exp(-\ln u \cdot \ln v) \leq uv$, откуда следует неравенство для вероятностей возникновения двух различных событий:

$$P(x > X, y > Y) < P(x > X) \cdot P(y > Y).$$

То есть, одновременное воздействие факторов X и Y менее вероятно (возникает реже), нежели в случае их независимого влияния на блок АС.

Заключение

Проведен анализ влияния учета значения хвостовых зависимостей на результат выбора модельной копула-функции в рамках отбора сочетаний внешних природных факторов, которые должны учитываться в проекте ОИАЭ. Показано, что подход, представленный в [1] необходимо дополнить оценкой значения

верхней хвостовой зависимости на основе статистических данных, поскольку благодаря более полному применению свойств копула-функций повышается глубина обоснования результатов.

1. Предложен подход к расчету эмпирического значения верхней хвостовой зависимости.

2. На примере климатических данных для области города Будапешта продемонстрировано влияние на результаты учета в расчетах параметра λ_U при выборе совместного распределения двух случайных величин.

3. Представленный подход на основе открытых гидрометеорологических данных применен для исследования района расположения города Дабаа (Египет), на северо-востоке от границ которого строится АЭС «Эль-Дабаа».

Методика [1], дополненная оценкой параметра λ_U , рекомендуется для применения в составе работ по обоснованию ядерной и радиационной безопасности, промышленной безопасности для объектов энергетики и промышленности после апробации.

Список литературы

1. Горюнов О.В., Вернер А.А., Рышкевич И.А. Методика отбора сочетаний природных воздействий на АЭС // *Электрические станции*. 2022. № 12. С. 20–29.

2. НП-001-15 Общие положения обеспечения безопасности атомных станций. Москва: ФБУ «НТЦ ЯРБ». 2016. 57 с.

3. НП-064-17 Учет внешних воздействий природного и техногенного происхождения на объекты использования атомной энергии. Москва: ФБУ «НТЦ ЯРБ». 2017. 70 с.

4. НП-006-16 Требования к содержанию отчета по обоснованию безопасности блока атомной станции с реактором типа ВВЭР. Москва: ФБУ «НТЦ ЯРБ». 2016. 410 с.

5. SSG-3 Разработка и применение вероятностной оценки безопасности уровня 1 для атомных станций. Вена: МАГАТЭ. 2014. 243 с.

6. Helander J. Identification and Analysis of External Event Combinations for Hanhikivi 1 PRA, *Nuclear Engineering and Technology*, 49 (2017), 380–386.

7. Castillo E. and etc. *Extreme Value and Related Models with Applications in Engineering and Science*, John Wiley&Sons, Inc. (2002) 326.

8. Zheng F., Westra S., Leonard M., Sisson S.A. Modeling dependence between extreme rainfall and storm surge to estimate coastal flooding risk, *Water Resour.* 50 (2014) 2050–2071.

9. Фантаццини Д. Моделирование многомерных распределений с использованием копула-функций I // *Прикладная эконометрика*. 2011. № 2. С. 98–134.

10. Фантаццини Д. Моделирование многомерных распределений с использованием копула-функций II // *Прикладная эконометрика*. 2011. № 3. С. 98–132.

11. A Global Framework for Insurer Solvency Assessment. 2004. International Actuarial Association, Ontario. 179 p.

12. Лельчук А.Л. Актуальный риск-менеджмент. М.: Анкил. 2014. 424 с.

13. Бронштейн И.Н., Семендяев К.А. Справочник по математике для инженеров и учащихся втузов. М.: Наука, гл. ред. физ.-мат. лит. 1986. 544 с.

14. Кендэл М. Ранговые корреляции. Москва: Статистика. 1975. 216 с.

15. Фантаццини Д. Моделирование многомерных распределений с использованием копула-функций III // *Прикладная эконометрика*. 2011. № 4. С. 100 – 130.

16. Бендат Дж., Пирсол А. Прикладной анализ случайных данных: пер. с англ. Москва: Мир. 1989. 540 с.

References

1. Goryunov O.V., Verner A.A., Ryshkevich I.A. Metodika otbora sochetanij prirodnykh vozdeystvij na AEHS. *Ehlektricheskie stantsii*. 2022, no. 12, pp. 20–29. [In Russian]

2. NP-001-15 Obshchie polozheniya obespecheniya bezopasnosti atomnykh stantsij. Moskva: FBU «NTC YARB». 2016. 57 p. [In Russian]

3. NP-064-17 Uchet vneshnikh vozdeystvij prirodnogo i tekhnogenogo proiskhozhdeniya na ob"ekty ispol'zovaniya atomnoj ehnergii. Moskva: FBU «NTC YARB». 2017. 70 p. [In Russian]

4. NP-006-16 Trebovaniya k sodержaniyu otcheta po obosnovaniyu bezopasnosti bloka atomnoj stantsii s reaktorom tipa VVEHR. Moskva: FBU «NTC YARB». 2016. 410 p. [In Russian]

5. SSG-3 Razrabotka i primenenie veroyatnostnoj otsenki bezopasnosti urovnya 1 dlya atomnykh stantsij. Vena: MAGATEH. 2014. 243 p. [In Russian]

6. Helander J. Identification and Analysis of External Event Combinations for Hanhikivi 1 PRA, *Nuclear Engineering and Technology*, 49 (2017), 380–386. [In English]

7. Castillo E. and etc. *Extreme Value and Related Models with Applications in Engineering and Science*, John Wiley&Sons, Inc. (2002) 326. [In English]

8. Zheng F., Westra S., Leonard M., Sisson S.A. Modeling dependence between extreme rainfall and storm surge to estimate coastal flooding risk, *Water Resour.* 50 (2014), 2050–2071. [In English]

9. Fantaccini D. Modelirovanie mnogomernykh raspredelenij s ispol'zovaniem kopula-funktsij I. *Prikladnaya ehkonometrika*. 2011, no. 2, pp. 98 – 134. [In Russian]

10. Fantaccini D. Modelirovanie mnogomernykh raspredelenij s ispol'zovaniem kopula-funktsij II. *Prikladnaya ehkonometrika*. 2011, no. 3, pp. 98 – 132. [In Russian]

11. A Global Framework for Insurer Solvency Assessment. 2004. International Actuarial Assosiation, Ontario. 179 p. [In English]

12. Lelchuk A.L. Actualniy risk-managment. Moskva: Ankil, 2014. 424 p. [In Russian]

13. Bronshtejn I.N., Semendyaev K.A. Spravochnik po matematike dlya inzhenerov i uchashchikhsya vtuzov. Moscow: Izdatel'stvo Gl.red.fiz.-mat.lit. 1986, 544 p. [In Russian]

14. Kendehl M. Rangovye korrelyatsii. Moskva: Statistika. 1975, 216 p. [In Russian]

15. Fantaccini D. Modelirovanie mnogomernykh raspredelenij s ispol'zovaniem kopula-funktsij III. *Prikladnaya ehkonometrika*. 2011, no. 4, pp. 100 – 130. [In Russian]

16. Bendat Dzh., Pirsol A. Prikladnoj analiz sluchajnykh dannykh: per. s angl. Moskva: Mir. 1989. 540 p. [In Russian]

Информация об авторе / Information about author

Горюнов Олег Владимирович, ФГАОУ ВО «СПбПУ», ассистент ВШАиТЭ, Институт энергетики, кандидат технических наук. Санкт Петербург, Российская Федерация

Oleg V. Goryunov, Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, assistant of Higher School of Nuclear and Thermal Power Engineering, Ph.D. (Eng.). Saint Petersburg, Russian Federation

УДК.550.343.4

DOI [10.37153/2618-9283-2024-1-22-30](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-22-30)

Техническое регулирование и развитие норм проектирования

Проверка нормативных формул оценки уровня ускорений в СП 286.1325800.2016 «Объекты строительные повышенной ответственности. Правила детального сейсмического районирования» на реальных данных

Елена Владимировна Дещеревская¹, Ольга Витальевна Павленко¹

¹Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН.

Москва, Российская Федерация

Аннотация: Нормативные формулы СП 286.1325800.2016 оценки пиковых ускорений при землетрясениях проверялись на записях, полученных в приразломных зонах сильных землетрясений ($M_S \sim 6.9 \div 7.15$) Японии станциями K-NET и KiK-net. Получено, что зарегистрированные значения пиковых ускорений имеют довольно большой разброс даже в выбранном узком диапазоне магнитуд, очевидно связанный с локальными эффектами землетрясений (откликом грунта, топографическими эффектами и т.п.), а также с различиями характеристик очагов и среды распространения сейсмических волн. Расчеты по нормативным формулам оказались вблизи нижней границы зарегистрированных пиковых ускорений, и вблизи очага они заметно недооценивают пиковые ускорения. В целом, формулы СП 286.1325800.2016 дают лишь довольно приблизительные оценки, и поэтому необходимо разработать более надежные методы оценки пиковых ускорений и других параметров сейсмических воздействий, очевидно с учетом грунтовых условий и региональных особенностей, с компонентами вероятностного анализа.

Ключевые слова: пиковые ускорения, нормативные формулы детального сейсмического районирования, локальные эффекты землетрясений, отклик грунта

Для цитирования: Дещеревская Е.В., Павленко О.В. Проверка нормативных формул оценки уровня ускорений в СП 286.1325800.2016 «Объекты строительные повышенной ответственности. Правила детального сейсмического районирования» на реальных данных // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2024. № 1. С.22–30.

DOI [10.37153/2618-9283-2024-1-22-30](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-22-30)

Technical regulation and design standards development

Verification of regulatory formulas for assessing the level of accelerations in SP 286.1325800.2016 "Construction facilities of increased responsibility. Rules of detailed seismic zonation" based on real data

Elena V. Deshcherevskaya¹, Olga V. Pavlenko¹

¹Schmidt Institute of Physics of the Earth of Russian Academy of Sciences.

Moscow, Russian Federation

@ Deshcherevskaya E.V., Pavlenko O.V., 2024

Abstract: The normative formulas of SP 286.1325800.2016 for estimation of peak ground accelerations in earthquakes were checked on records obtained in the near-fault zones of strong earthquakes ($M_S \sim 6.9 \div 7.15$) of Japan made by K-NET and KiK-net stations. It was found that the recorded values of peak accelerations have a fairly large scattering even in the selected narrow range of magnitudes, which is obviously due to local site effects (soil response, topographic effects, etc.), as well as to differences in the characteristics of the earthquake sources and the paths of seismic wave propagation. Calculations by the normative formulas produced estimates that are near the lower limit of the recorded peak accelerations, and in the near-source zones, they noticeably underestimate the recorded peak accelerations. In general, the formulas of SP 286.1325800.2016 give us only approximate estimates, and therefore, it is necessary to develop more reliable methods for estimating peak accelerations and other parameters of seismic motion, taking into account soil conditions and regional characteristics, with components of probabilistic analysis.

Keywords: peak accelerations, normative formulas of the detailed seismic zonation, local site effects, soil response

For citation: Deshcherevskaya E.V., Pavlenko O.V. Verification of regulatory formulas for assessing the level of accelerations in SP 286.1325800.2016 "Construction facilities of increased responsibility. Rules of detailed seismic zonation" based on real data. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2024, no. 1, pp. 22–30.

DOI [10.37153/2618-9283-2024-1-22-30](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-22-30)

Введение

Свод правил «Объекты строительные повышенной ответственности. Правила детального сейсмического районирования» СП 286.1325800.2016 [2] введены в действие с середины 2017 г. Приказом Минстроя от 16 декабря 2016 г. Раздел 8 СП посвящен расчету прогнозных сейсмических воздействий, и в параграфе 8.3 представлены нормативные формулы, по которым следует оценивать уровень ускорений на поверхности грунта при сильных движениях.

Наш интерес к данному СП связан, в частности, с тем, что наша научная группа участвовала в работах по оценке сейсмической опасности на трассе Северомуйского тоннеля, наряду с коллегами из Института земной коры СО РАН, г. Иркутск, и наши оценки уровня пиковых ускорений, сделанные на основе анализа записей местных землетрясений, с учетом региональных особенностей излучения и распространения сейсмических волн в Байкальской рифтовой зоне, отличались от оценок коллег из Института земной коры, которые были взяты непосредственно из СП 286.1325800.2016 и составляли постоянную величину 5 м/с^2 .

К настоящему времени в мировой базе данных по сильным движениям накоплен представительный материал, показывающий существенные региональные различия характеристик сейсмических очагов и среды распространения сейсмических волн. Землетрясения, различающиеся по типам – субдукционные, коровые землетрясения и землетрясения стабильных континентальных плит – имеют существенно различные значения сброшенных напряжений, что напрямую связано с уровнем пиковых ускорений на поверхности; в разных регионах различны и характеристики среды распространения сейсмических волн, которые определяются частотно-зависимой добротностью среды и параметром каппа, описывающим затухание волн на высоких частотах, что также определяет уровень пиковых ускорений в пунктах регистрации.

Между тем, согласно СП 286.1325800.2016, пиковое ускорение грунта PGA зависит лишь от магнитуды, типа подвижки по разлому и расстояния между поверхностью разрыва и точкой наблюдения. Не предполагается зависимости уровня пиковых ускорений ни от региона, ни от периода повторяемости землетрясений.

В настоящей работе выполнялась проверка нормативных формул СП 286.1325800.2016 по реальным сейсмическим данным. В качестве таких данных взяты записи сетей сильных движений Японии K-NET и KiK-net, которые накапливаются с момента установки сетей в 1996 году и на сегодняшний день представляют собой наиболее полную базу данных по сильным движениям в мире.

Данные и методы исследования

Для анализа выбраны записи сильных коровых землетрясений Японии с глубинами очагов до 20 км и с магнитудами $M_{JMA} \sim 6.8 \div 7.0$ (где M_{JMA} – магнитуды, используемые в Японии – Японского Метеорологического Агентства), записанные японскими сейсмическими сетями вертикальных групп акселерометров KiK-net и поверхностных акселерометров K-NET.

Пиковые ускорения, зарегистрированные на поверхности, на горизонтальных компонентах в приразломных зонах (на гипоцентральных расстояниях ≤ 70 км) сравнивались с пиковыми ускорениями, рассчитанными для таких землетрясений по формулам СП 286.1325800.2016. Шкала магнитуд M_{JMA} , используемая в Японии, отличается от шкалы магнитуд M_s по поверхностным волнам, используемой в России и в СП 286.1325800.2016. Для перевода магнитуд M_{JMA} в используемые в России магнитуды M_s применены соотношения, описанные в работе [1]; в этой работе магнитуде M_s (СП 286.1325800.2016) соответствует магнитуда M_s^{OB} (г. Обнинска, где располагается центральный офис Геофизической Службы РАН). Эта магнитуда может иметь и другое обозначение – M_{LH} (это та же магнитуда M_s [3]).

В работе [1] магнитуда M_s^{OB} определяется как магнитуда, для расчетов которой использована «пражская формула» – максимум отношения A/T на региональных расстояниях от 2° [4], а в работе [5] поясняется, что магнитуда, для расчета которой используется «пражская формула», имеет в современной символике обозначение $M_s(BB)$ и является стандартом в мировой и российской сейсмологии; она использовалась в СССР – России с момента ее создания. Соотношение магнитуд M_s и M_{JMA} , согласно работе [1], представлено на рис. 1.

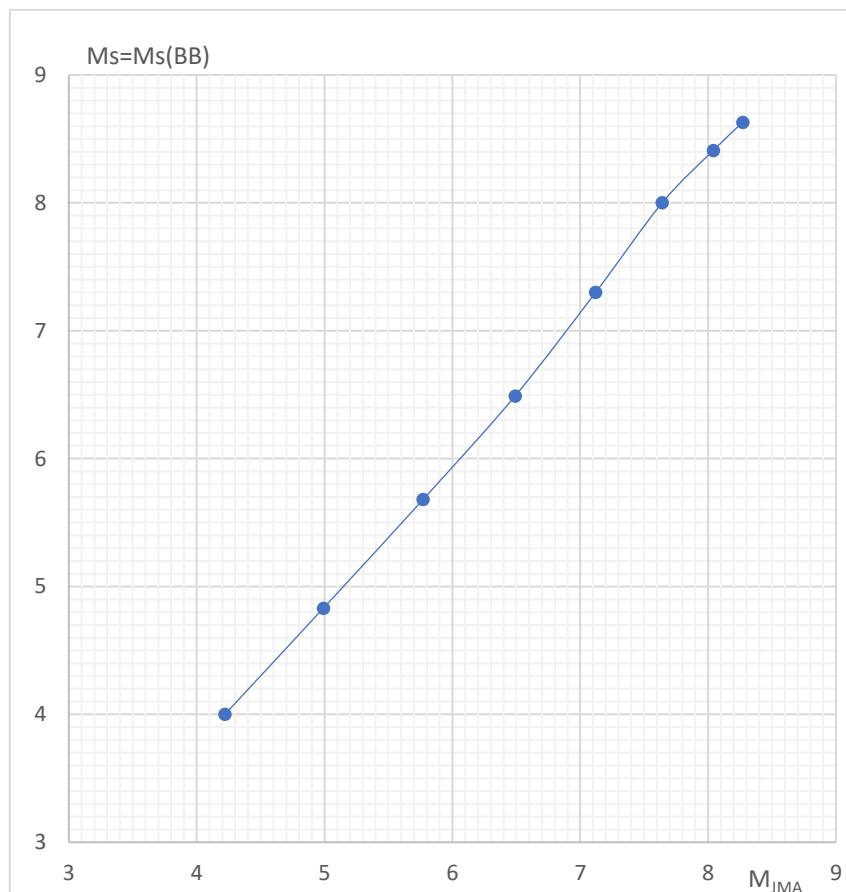


Рисунок 1 – Соотношение магнитуд M_s и M_{JMA} , согласно работе [1]

Figure 1 – The ratio of magnitudes M_s and M_{JMA} , according to [1]

В таблице 1 представлен каталог изучаемых в настоящей работе землетрясений, а на рис. 2 указаны положения эпицентров землетрясений. Магнитуда M_{JMA} в каталогах KiK-net и K-NET дается с точностью 0.1, и в двух последних столбцах таблицы 2 указаны магнитуды M_{JMA} и соответствующие им магнитуды M_s . Таким образом, в настоящей работе изучаются записи землетрясений в диапазоне магнитуд $M_s \sim 6.9 \div 7.15$.

Таблица 1 – Каталог изучаемых землетрясений

Table 1 – Catalog of the studied earthquakes

Дата, время	Координаты очага		Глубина очага, км	Магнитуда	
	с.ш., °	в.д., °		M_{JMA}	M_s
23/10/2004 17:56	37.291	138.867	13	6.8	6.9
20/03/2005 10:53	33.738	130.175	9	7	7.15
25/03/2007 09:42	37.22	136.685	11	6.9	7.0
16/07/2007 10:13	37.557	138.608	17	6.8	6.9
11/04/2011 17:16	36.945	140.672	6	7	7.15

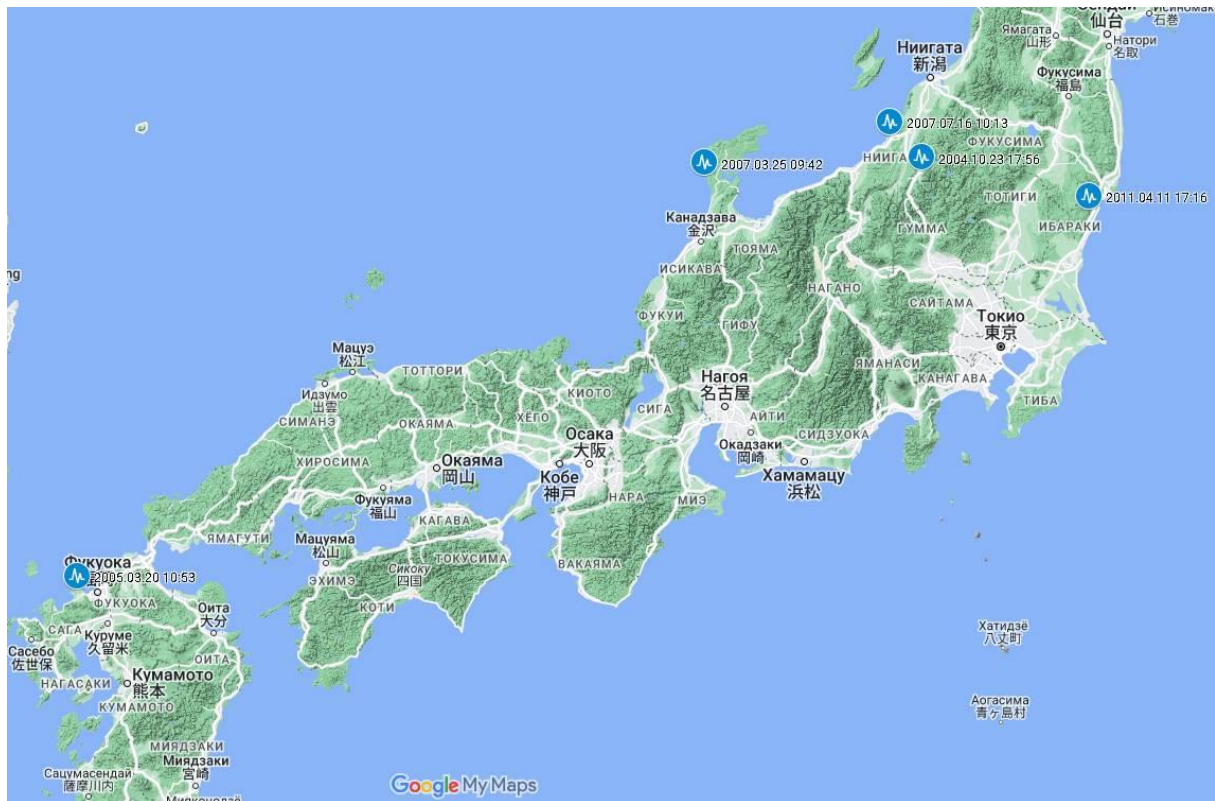


Рисунок 2 – Расположение эпицентров землетрясений, изучаемых в настоящей работе

Figure 2 – Locations of the epicenters of the studied earthquakes

Результаты и заключение

Изучаемая выборка включает 145 записей землетрясений; из них 52 трехкомпонентные записи – записи вертикальных групп акселерометров KiK-net, сделанные приборами на поверхности, и 93 записи – записи поверхностных акселерометров K-NET.

Согласно СП 286.1325800.2016, пиковые ускорения на поверхности зависят лишь от магнитуды, типа подвижки по разлому и расстояния между поверхностью разрыва и точкой наблюдения. Выделяют три зоны с различным затуханием: очаговая, ближняя и дальняя; граница между очаговой и ближней зонами находится на расстоянии

$$Lg R_{o-\delta} = 0.33 M_s - 1.51, \quad (1)$$

а граница между ближней и дальней зонами находится на расстоянии

$$Lg R_{\delta-d} = 0.33 M_s - 0.61; \quad (2)$$

значение PGA на этой границе полагается равным 1.7 м/с^2 при любых условиях.

Для изучаемого диапазона магнитуд граница очаговой и ближней зон проходит на удалении $\sim 5.9\text{--}7.1$ км от очага, а граница ближней и дальней зон – на удалении $\sim 46.55\text{--}6.2$ км от очага.

В изучаемой выборке не нашлось ни одной записи в очаговой зоне; 79 записей получены в ближней зоне и 66 – в дальней зоне.

Согласно СП 286.1325800.2016, для целей детального сейсмического районирования допускается считать значения ускорений в очаговой зоне PGA_0 не

зависящими от расстояния и категории грунта, но зависящими от типа подвижки в очаге: 10 м/с² для поддвигов, 8.7 м/с² для взбросов (надвигов), 7.6 м/с² для взборо-сдвигов, 6.6 м/с² для сдвигов, 5.8 м/с² для сбросо-сдвигов и 5 м/с² для сбросов.

В ближней зоне пиковые ускорения в м/с² вычисляются по формуле

$$Lg PGA = 0.209 Ms - 0.633 lg R - 0.156, \quad (3)$$

где R – кратчайшее расстояние до поверхности разлома в километрах.

Значения ускорений в ближней зоне не должны превышать PGA_0 . В ближней зоне ускорения полагаются не зависящими ни от типа подвижки, ни от категории грунта.

Ускорения в дальней зоне вычисляются по формуле

$$Lg PGA = 0.634 Ms - 1.92 lg R - 0.94 + C, \quad (4)$$

где значения коэффициента C равны -0.17 для грунтов 1-й категории, 0.0 для грунтов 2-й категории и 0.17 для грунтов 3-й и 4-й категорий. Рекомендуется обе горизонтальные компоненты принимать равными более интенсивной.

На рис. 3 представлена зависимость пиковых ускорений, рассчитанных по формулам СП 286.1325800.2016 (3) и (4), и зарегистрированных при изучаемых землетрясениях от гипоцентральных расстояний R . Используемые в формулах СП расстояния можно с хорошей степенью точности считать близкими к гипоцентральному расстоянию для диапазона изучаемых магнитуд.

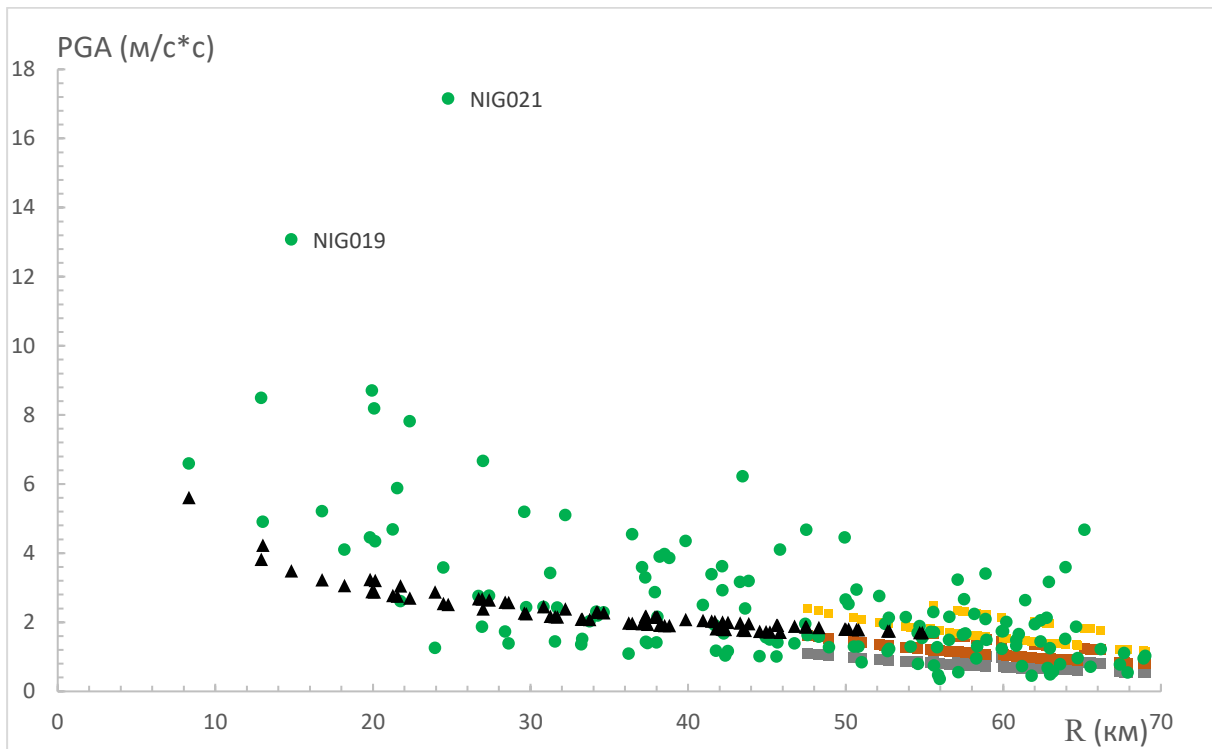


Рисунок 3 – Пиковые ускорения: зарегистрированные – зеленые кружочки, рассчитанные по формулам СП 286.1325800.2016 – черные треугольники (ближняя зона) и темно-серые, коричневые и желтые квадратики (дальняя зона) для грунтов категорий (1), (2) и (3, 4) соответственно. R – гипоцентральные расстояния (км)

Figure 3 – Peak accelerations: recorded – green circles, calculated according to the formulas of SP 286.1325800.2016 – black triangles (near-fault zone), and dark gray, brown and yellow squares (far zone) for soils of categories (1), (2) and (3, 4), respectively. R – hypocentral distances (km)

Как видно из рисунка, зарегистрированные значения пиковых ускорений имеют довольно большой разброс даже в выбранном узком диапазоне магнитуд и выбросы на отдельных станциях. Так, на станции NIG021 (K-NET) на гипоцентральных расстоянии $R = 24.7$ км (землетрясение 23/10/2004 17:56) зарегистрированное $PGA = 17.2$ м/с² почти в 7 раз превышает рассчитанное $PGA = 2.5$ м/с². При этом же землетрясении на станции NIG019 (K-NET) при гипоцентральных расстоянии $R = 14.8$ км зарегистрированное $PGA = 13.0$ м/с² также существенно превышает расчетное $PGA = 3.5$ м/с².

Существенный разброс зарегистрированных пиковых ускорений может быть связан, в первую очередь, с локальными эффектами на станциях (влиянием отклика грунта, эффектами поверхностной топографии и топографии внутренних границ и т.п.), а также с различиями характеристик очагов и среды распространения сейсмических волн.

Расчеты по нормативным формулам СП 286.1325800.2016, вообще говоря, ложатся на экспериментальные данные на гипоцентральных расстояниях больше ~ 25 км (10–20 км – это примерно половина длины разломной плоскости землетрясений выбранного диапазона магнитуд), но при этом они ближе к нижней границе зарегистрированных пиковых ускорений, а при меньших гипоцентральных расстояниях они заметно недооценивают пиковые ускорения.

В целом результаты работы показывают, что нормативные формулы СП 286.1325800.2016, определяющие уровень пиковых ускорений для строительных объектов повышенной ответственности, дают лишь довольно приблизительные оценки, и поэтому необходимо разработать более надежные методы оценки пиковых ускорений и других параметров сейсмических воздействий, очевидно с учетом региональных особенностей и периодов повторяемости сильных землетрясений, с компонентами вероятностного анализа.

Список литературы

1. Гусев А.А., Мельникова В.Н. Связи между магнитудами – среднемировые и для Камчатки // *Вулканология и сейсмология*. 1990. № 6. С. 55–63.
2. СП 286.1325800.2016. Свод правил «Объекты строительные повышенной ответственности. Правила детального сейсмического районирования». Дата введения 2017-06-17
3. Уломов В.И., Богданов М.И., Трифонов В.Г., Гусев А.А., Гусев Г.С., Акатова К.Н., Аптикаев Ф.Ф., Данилова Т.И., Кожурин А.И., Медведева Н.С., Никонов А.А., Перетокин С.А., Пустовитенко Б.Г., Стром А.Л. Пояснительная записка к комплекту карт Общего сейсмического районирования территории Российской Федерации ОСР-2016 // *Инженерные изыскания*. 2016. № 7. С. 49–122.
4. Ванек И., Затопек А., Карник В., Кондорская Н.В., Ризниченко Ю.В., Саваренский Е.Ф., Соловьев С.Л., Шебалин Н.В. Стандартная шкала магнитуд // *Изв. АН СССР. Сер. геофизич.* 1962. № 2. С. 153–158.
5. Чубарова О.С., Гусев А.А. Региональная шкала магнитуд по поверхностным волнам для землетрясений Дальнего Востока России // *Физика Земли*. 2017. № 1. С. 60–71. doi: 10.7868/S0002333716060028

References

1. Gusev A.A., Mel'nikova V.N. Svyazi mezhdru magnitudami – srednemiroyve i dlya Kamchatki. *Vulkanologiya i sejsmologiya*. 1990, no. 6, pp. 55–63. [In Russian]
2. SP 286.1325800.2016. Svod pravil «Ob'ekty stroitel'nye povyshennoj otvetstvennosti. Pravila detal'nogo sejsmicheskogo rajonirovaniya». Data vvedeniya 2017-06-17. [In Russian]
3. Ulomov V.I., Bogdanov M.I., Trifonov V.G., Gusev A.A., Gusev G.S., Akatova K.N., Aptikaev F.F., Danilova T.I., Kozhurin A.I., Medvedeva N.S., Nikonov A.A., Peretokin S.A., Pustovitenko B.G., Strom A.L. Poyasnitel'naya zapiska k komplektu kart obshchego sejsmicheskogo rajonirovaniya territorii Rossijskoj Federatsii OSR-2016. *Inzhenernye izyskaniya*. 2016, no. 7, pp. 49–122. [In Russian]
4. Vanek I., Zatopek A., Karnik V., Kondorskaya N.V., Riznichenko Yu.V., Savarenskiy E.F., Solov'ev S.L., Shebalin N.V. Standartnaya shkala magnitud. *Izv. AN SSSR. Ser. geofizich.* 1962, no. 2, pp. 153–158. [In Russian]
5. Chubarova O.S., Gusev A.A. Regional'naya shkala magnitud po poverhnostnym volnam dlya zemletryasenij Dal'nego Vostoka Rossii. *Fizika Zemli*. 2017, no. 1, pp. 60–71. doi: 10.7868/S0002333716060028 [In Russian]

Информация об авторах / Information about authors

Дещеревская Елена Владимировна, старший научный сотрудник, Институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва, Российская Федерация
deelv@gmail.com

Elena V. Deshcherevskaya, Senior Researcher, Schmidt Institute of Physics of the Earth of the Russian Academy of Sciences. Moscow, Russian Federation
deelv@gmail.com

Павленко Ольга Витальевна, доктор физико-математических наук, заведующий лабораторией инженерной сейсмологии и интерпретации сейсмических наблюдений № 306, институт физики Земли им. О.Ю. Шмидта РАН. Москва, Российская Федерация
olga@ifz.ru

Olga V. Pavlenko, Dr. of Sci. (Phys. and Math.), Head of the Laboratory of Engineering Seismology and Interpretation of Seismic Observations No. 306, Schmidt Institute of Physics of the Earth of the Russian Academy of Sciences. Moscow, Russian Federation
olga@ifz.ru

УДК 699.8

DOI: [10.37153/2618-9283-2024-1-31-48](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-31-48)

Сейсмозащита и сейсмоизоляция зданий и сооружений

Снижение динамического воздействия оползня на здания и транспортные сооружения села Токтогул Узгенского района Кыргызской Республики

**Мухтар Чуканович Апсеметов¹, Алтынбек Евгеньевич Айдаралиев¹,
Уланбек Турсунбекович Шекербеков¹, Нурлан Курманбек уулу²**

¹Кыргызский государственный технический университет (КГТУ) имени И. Раззакова.
Бишкек, Республика Кыргызстан

²Кыргызский государственный университет строительства, транспорта и архитектуры
(КГУСТА) имени Н. Исанова. Бишкек, Республика Кыргызстан

Аннотация: В Кыргызской Республике отмечается существенное возрастание оползневой активности на фоне происходящего изменения климата, особенно в южных горных районах страны. Объем грунта при оползне в этом регионе может достигать десятков и сотен тысяч кубических метров, а в отдельных случаях и более. Скорость смещения оползня колеблется от нескольких метров в год до нескольких метров в секунду.

Целью данного исследования является разгрузка оползневого участка для защиты населения, дорог и иных сооружений села Токтогул Узгенского района Кыргызской Республики. Сползание масс грунта на участке может вызвать разрушения и завалы жилых и административных зданий, дорог и линий электропередачи, а также ранение и гибель людей.

Методы исследования. Данный оползневой участок изучен на основе полевых исследований на местности и результатов камеральных работ. Рассмотрено равновесие системы сил, действующих на массив просадочного грунта участка склона.

Результаты. Предлагаются мероприятия разгрузки тела оползня на данном участке. Представлены предлагаемые продольные профили водоотводных каналов для снижения влажности просадочного грунта и поперечные профили разработанного грунта для снижения веса просадочного грунта. По результатам обработки данных исследования и анализа рекомендуется снижения веса неустойчивого (просадочного) грунта ступенчатой разработкой по склону участка и транспортировкой его до 5 км для последующего производства кирпича. А также рекомендуется защита просадочного грунта от переувлажнения устройством водоотводных каналов. По результатам исследований разработан реальный проект защиты участка от оползня у села Токтогул. Предлагаемые меры позволяют снизить риск возникновения оползня на рассматриваемом участке с применением недорогих и доступных для государственных органов и местных администраций методов и технических средств.

Ключевые слова: оползень, снижение риска, снижение динамического воздействия, коэффициент трения, устойчивость склона, влажность грунта, земляные работы, сила тяжести, равновесие сил, проекция сил

Для цитирования: Апсеметов М.Ч., Айдаралиев А.Е., Шекербеков У.Т., Курманбек

@Apsemetov M. Ch., Aidaraliev A. E., Shekerbekov U. T., Kurmanbek uulu N., 2024

уулу Н. Снижение динамического воздействия оползня на здания и транспортные сооружения села Токтогул Узгенского района Кыргызской Республики // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2024. № 1. С. 31–48

DOI: [10.37153/2618-9283-2024-1-31-48](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-31-48)

Seismic protection and seismic isolation of buildings and structures

Reducing the dynamic impact of a landslide on buildings and transport structures in the village of Toktogul, Uzgen district of the Kyrgyz Republic

Apsemetov Mukhtar Ch.¹, Aidaraliev Altynbek E.¹, Shekerbekov Ulanbek T.¹, Kurmanbek uulu Nurlan²

¹Kyrgyz State Technical University named after I. Razzakov.
Bishkek, Republic of Kyrgyzstan

²Kyrgyz State University of Construction, Transport and Architecture named after N. Isanov. Bishkek, Republic of Kyrgyzstan

Abstract: In the Kyrgyz Republic, there is a significant increase in landslide activity against the backdrop of ongoing climate change, especially in the southern mountainous regions of the country. The volume of soil during a landslide in this region can reach tens and hundreds of thousands of cubic meters, and in some cases more. The rate of landslide displacement ranges from several meters per year to several meters per second. The purpose of this study is to unload the landslide area to protect the population, roads and other structures of the village of Toktogul, Uzgen district of the Kyrgyz Republic. This landslide area was studied on the basis of field research on the ground and the results of desk work. The sliding of soil masses in the area can cause destruction and debris of residential and administrative buildings, roads and power lines, as well as injury and death. Considering the equilibrium of the system of forces acting on the subsidence soil mass of the slope section and analyzing them, measures for unloading the landslide body in this section are proposed. The proposed longitudinal profiles of drainage channels to reduce the moisture content of subsidence soil and transverse profiles of developed soil to reduce the weight of subsidence soil are presented. Based on the results of processing research data and analysis, it is recommended to reduce the weight of unstable (subsidence) soil by stepwise development along the slope of the site and transporting it up to 5 km for subsequent brick production. It is also recommended to protect subsidence soil from waterlogging by installing drainage channels. Based on the results of the research, a real project was developed to protect the site from landslides near the village of Toktogul. The proposed measures make it possible to reduce the risk of a landslide in the area under consideration using methods and technical means that are inexpensive and accessible to government agencies and local administrations.

Keywords: landslide, risk reduction, reduction of dynamic impact, friction coefficient, slope stability, soil moisture, excavation, gravity, balance of forces, projection of forces

For citation: Apsemetov M.Ch., Aidaraliev A.E., Shekerbekov U.T., Kurmanbek uulu N. Reducing the dynamic impact of a landslide on buildings and transport structures in the village of Toktogul, Uzgen district of the Kyrgyz Republic. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2024, № 1, pp. 31–48

DOI: [10.37153/2618-9283-2024-1-31-48](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-31-48)

Введение

В последние годы отмечается увеличение количества оползней в горных районах Кыргызской Республики из-за активизации взаимодействующих геодинамических движений, подъема уровня подземных вод, изменения климата, а также инженерно-хозяйственной деятельности человека. Около 7,5% территории республики подвержены оползневому процессам и наибольшее количество оползней расположено в Ошской и Джалал-Абадской областях [1]. В 1993–2013 гг. под оползнями погибло 256 человек, а экономический ущерб от оползней составил в среднем 2,5 млн. долл. США в год [2, 3].

Оползень – скользящее смещение масс грунтов и горных пород вниз по склонам гор и оврагов, крутых берегов озер и рек под влиянием силы тяжести. С зарождения оползня и перемещения его на другой уровень вплоть до полного затухания происходят последовательные изменения состава, состояния и свойств оползня, проявляющиеся в деформациях, слагающих оползень горных пород. Причинами оползня чаще всего являются подмыв склона, его переувлажнение обильными осадками, землетрясения или деятельность человека. Стабилизированные за длительное время у подножий делювиальные, пролювиальные, коллювиальные образования переходят в статически неустойчивое состояние за счет гравитации, снижения сил трения в плоскости скольжения, повышения проницаемости атмосферных осадков [4, 5].

Объем грунта при оползне может достигать десятков и сотен тысяч кубических метров, а в отдельных случаях и более. Оползни могут двигаться медленно со скоростью от нескольких метров в год, а иногда со скоростью 100 м/с и более в виде катастрофических обвалов. Перемещение огромных грунтовых масс по склону под действием силы тяжести могут вызвать разрушения зданий и инженерных сооружений, трубопроводов, электрических линий и гибель людей [4].

В геоморфологическом отношении оползневый участок находится в пределах юго-западных предгорий Ферганского хребта, в долине реки Зергер (рис. 1). В данном районе периодически проявляются оползневые явления. В 6:40 утра 29 апреля 2017 года в селе Аюу сельского округа Зергер Узгенского района сошел оползень объемом более 1 миллиона кубометров. По данным МЧС КР, земляная масса накрыла 7 домов, в которых находилось 24 человека.

Инженерные изыскания и проектные работы проводились для определения и снижения риска оползня на изучаемом участке. По результатам проведенных исследований можно говорить об отсутствии непосредственной угрозы от оползня и безопасности населенного пункта в краткосрочном периоде времени. Но оползневая масса находится в движении и при избыточном увлажнении может быть разрушительной. Поэтому рекомендуется организация периодических наблюдений за состоянием устойчивости пород, слагающих верхнюю, водораздельную часть массива, особенно весной и осенью, когда выпадает наибольшее количество осадков. Также целесообразно проведение профилактических работ по ликвидации возможных путей проникновения поверхностных талых и ливневых вод по трещинам [6, 7, 8, 9]. Следует проводить профилактические работы по планировке поверхности для избегания скопления талой воды и атмосферных осадков.

Рекомендуется выбрать и реализовать наиболее подходящие и экономически приемлемые инженерно-технические мероприятия по снижению динамического воздействия оползня на здания и сооружения [9, 10].

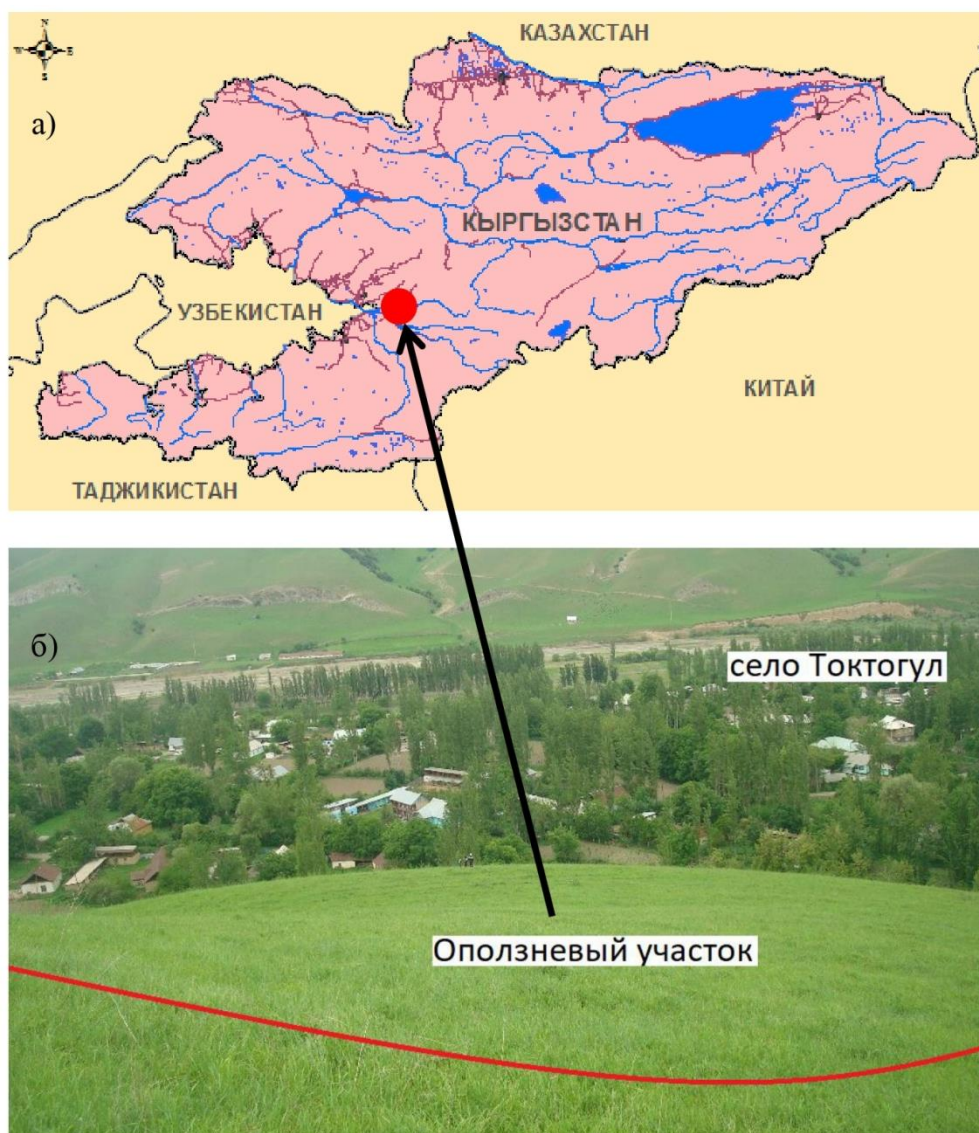


Рисунок 1 – Место расположения оползневой участка: а) район исследований на карте (красная точка); б) вид сверху на оползневый участок (красным цветом показана линия отрыва оползня)

Figure 1 – Location of the landslide site: a) the research area on the map (red dot); b) top view of the landslide area (the line of separation of the landslide is shown in red)

Рельеф исследуемой местности представляет собой склон западной экспозиции, крутизной $25\text{--}30^\circ$, относительной высотой 110–130 м. Поверхность покрыта густой травяной растительностью и редкими кустарниками. На поверхности изучаемого участка выделяются элементы рельефа более мелкого порядка: ложбины, террасы, уступ террасы, а также искусственно созданные насыпи и выемки вдоль канала.

Гидрографическая сеть представлена р. Зергер и ее боковыми составляющими. По подножью склона проложен земляной канал шириной и глубиной соответственно 2,05 и 2,0 м. Уклон русла реки незначительный. В настоящее время канал является

недействующим.

Гидрогеологические условия характеризуются распространением безводных комплексов пород четвертичного периода и дочетвертичного времени. Пробуренными скважинами глубиной до 15 м и геофизическими исследованиями (вертикальное электрическое зондирование – ВЭЗ) уровень подземных вод не установлен. Предположительно, они залегают на глубине более 40 м. По периметру подошвы склона водоявления в виде родников или мочажин нигде не наблюдается.

Геологическое строение представлено с поверхности мощной толщей (15–20 м и более) лессовидных суглинков светло- и темно-коричневых, твердых, полутвердых и тугопластичных, высокопористых, сильно просадочных [11]. Ниже глубин 24–26 м на водораздельной части, по данным ВЭЗ 4–7, залегают породы коренной основы – алевролиты со значением удельного электрического сопротивления в пределах 18–32 Ом. м.

Физико-механические характеристики грунтов изучались в лабораторных условиях по отобраным образцам нарушенной и ненарушенной структур.



Рисунок 2 – Трещины на поверхности оползня

Figure 2 – Cracks on the surface of the landslide

Физико-геологические явления и процессы проявляются в виде просадочности II типа, с образованием трещин, ориентированных субпараллельно водораздельной линии (рис. 2). Трещины ко времени проведения изысканий закрылись почти полностью и на поверхности рельефа остались в виде едва заметного уступа. Они имеют прерывисто-ступенчатый характер и местами исчезают. Время их возникновения и максимального раскрытия, по данным МЧС КР, приходится на 1992–1993 гг.

Судя по отсутствию уступа в рельефе, указывающего на явное проявление просадки, можно говорить о том, что возможно имело место проявление начальной, скрытой фазы образования оползня-просадки. И, по-видимому, после прекращения подачи воды в оросительный канал у подножия склона в течение последних нескольких лет процесс просадки замедлился или прекратился. Даже в многоводном 2017 году, когда в регионе произошла активизация оползневых процессов, на данном участке появление новых трещин не отмечено.

Климатические условия изучаемого района приводятся по данным многолетних наблюдений по метеостанции «Узген» Агентства по гидрометеорологии (Кыргызгидромет) при Министерстве чрезвычайных ситуаций Кыргызской Республики. В целом для данной местности характерно жаркое, засушливое лето со среднегодовым количеством осадков – 587 мм.

По данным многолетних наблюдений на вышеуказанной метеостанции количество осадков за период ноябрь–март составляет 308 мм, за апрель–октябрь – 279 мм, суточный максимум – 83 мм. Наибольшее количество осадков выпадает в марте – мае, наименьшее в августе – сентябре. Вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности Земли – 86 кгс/м².

Температура воздуха, по данным метеостанции «Узген», следующая: средняя годовая температура воздуха – 11,1°C; абсолютный минимум температуры воздуха – 26°C; абсолютный максимум температуры воздуха + 39°C; расчетная температура наиболее холодной пятидневки – 13°C; средняя температура наиболее холодной пятидневки (вентиляционная) – 7°C. Скорость ветра на высоте 10 м над поверхностью земли – 19 м/с.

Максимальная глубина проникновения нулевой изотермы составляет 89 см. Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов под открытой оголенной от снега поверхностью горизонтальной площадки следующая: суглинков и глин – 50 см; супесей, песков мелких и пылеватых – 61 см; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 65 см; крупнообломочных грунтов – 74 см.

Сейсмичность района 9 баллов согласно «Карте сейсмического районирования Кыргызской Республики». Уточненная сейсмичность участка – 9 баллов [12, 13].

Материалы и методы исследования

Основной целью исследования является разработка мероприятий по снижению риска возникновения оползня и его динамического воздействия на здания и сооружения в селе Токтогул Узгенского района Ошской области Кыргызской Республики.

По краям села находятся дороги и транспортные и сооружения. Для достижения поставленной цели следует решить следующие задачи исследования [14]:

- выполнить камеральные работы для сбора данных по оползневому участку (топографические карты и планы, карты почв, геологические карты, спутниковые снимки, гидрометеорологическая информация и др.);
- провести полевые исследования (изучение рельефа и гидрологических условий, набор и исследование грунта, измерение и картирование трещин на теле оползня и др.);
- предложить мероприятия по разгрузке тела оползня и устройства защитных сооружений на данном участке для снижения воздействия оползня на ближеразположенные дороги и сооружения или вообще предотвратить воздействия.

Министерство чрезвычайных ситуаций Кыргызской Республики (МЧС КР) предоставило соответствующие картографические материалы для исследования. На рис. 3 показан геопривязанный и оцифрованный топографический план местности на фоне спутникового снимка из картографического сервиса «Гугл Земля».

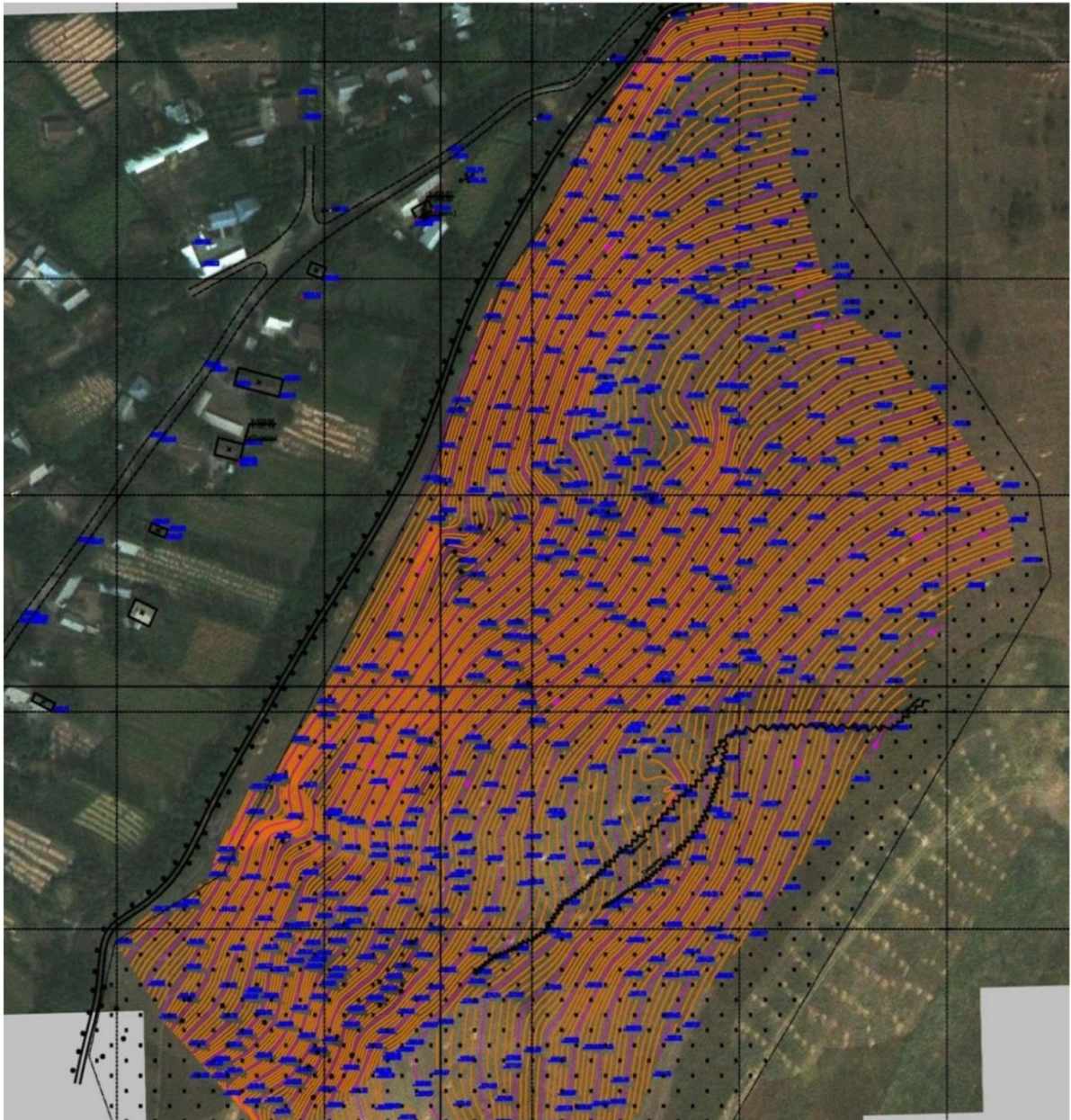


Рисунок 3 – Цифровой топографический план оползневого участка на фоне спутникового снимка местности

Figure 3 – Digital topographic plan of a landslide site on the background of a satellite image of the area

Участок оползневого склона был детально изучен для определения основных причин возникновения оползня, то есть, были определены пограничные условия, когда

нарушается равновесие системы сил, действующих на толщу просадочного грунта.

На рис. 4 показана схема участка оползневого склона и силы, действующие на грунты.

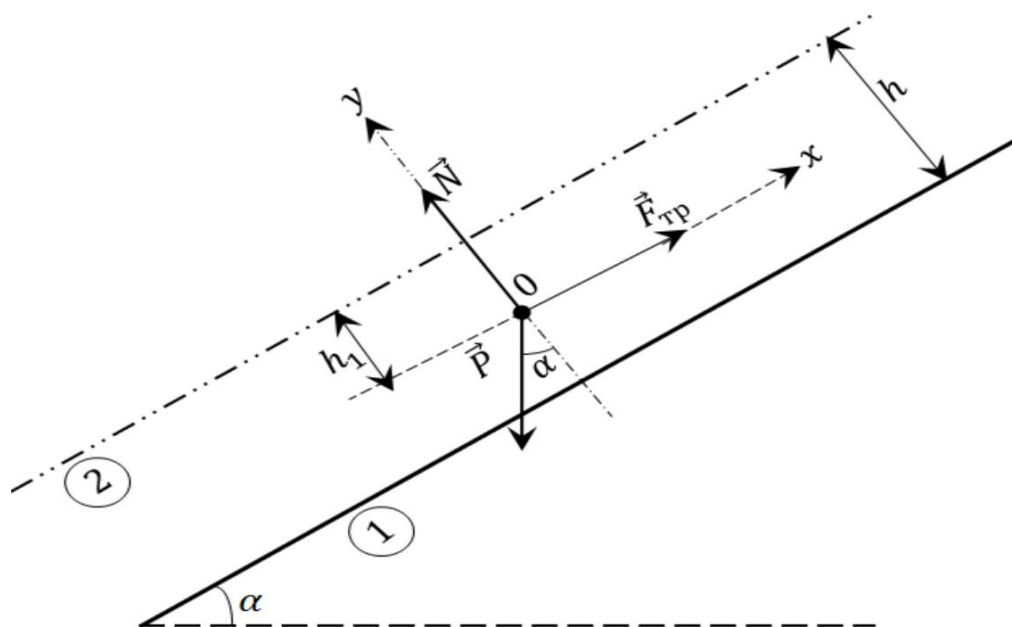


Рисунок 4 – Расчетная схема оползневого склона участка с грунтовой массой толщиной h : 1 – прочные коренные породы; 2 – просадочные грунты толщиной $h = (10 \div 20)$ м; α – угол наклона склона участка к горизонтальной плоскости

Figure 4 – Calculation scheme of the landslide slope of the site with a soil mass with a thickness h : 1 – strong bedrock; 2 – subsidence soils with a thickness $h = (10 - 20)$ m; α – the angle of inclination of the slope of the site to the horizontal plane

Здесь рассматривается упрощенная схема равновесия системы сил, которая легко понимается читателями. Конечно, можно было рассмотреть и другие схемы, например, сдвиг толщ грунта по прямолинейной поверхности или по цилиндрической поверхности, рассматривая грунт как дисперсное тело [15, 16, 17].

Из рисунка видно, что на толщу просадочного грунта действуют силы: \vec{P} – собственный вес просадочного грунта толщиной h ; \vec{N} – сила нормального давления; $\vec{F}_{\text{тр}}$ – сила трения между поверхностями скольжения просадочных грунтов или просадочного грунта и алевролита (коренной породы).

Пусть скольжение происходит на глубине h_1 , тогда векторное выражение для равновесия системы сил

$$\vec{P} + \vec{F}_{\text{тр}} + \vec{N} = 0. \quad (1)$$

Анализируем выражение (1) по условию устойчивости склона. Для этого проецируем выражение (1) на координатные оси x, y .

Сумма проекций всех сил на ось x :

$$\sum x_i = F_x = F_{\text{тр}} - P \cdot \sin \alpha = 0. \quad (2)$$

Сумма проекций – на ось y :

$$\sum y_i = F_y = N - P \cdot \cos\alpha = 0. \quad (3)$$

Выражения (1), (2) и (3) – условия равновесия системы сил на рис. 2, причем (1) – уравнение векторное, (2) и (3) – уравнения скалярные (СНиП КР 11-01-98).

Известно, что сила трения определяется как:

$F_{\text{тр}} = N \cdot f$, где f – коэффициент трения между соприкасающимися поверхностями при сдвиге.

Из выражения (3) имеем $N = P \cdot \cos\alpha$ и подставляя это значение в формулу силы трения $F_{\text{тр}} = f \cdot P \cdot \cos\alpha$, получим из выражения (2) $F_x = N \cdot f - P \cdot \sin\alpha = f \cdot P \cdot \cos\alpha - P \cdot \sin\alpha$, отсюда

$$F_x = f \cdot P \cdot \cos\alpha - P \cdot \sin\alpha, \quad (4)$$

где F_x –сдвигающая сила по склону.

Исследуем выражение (4) по условиям устойчивости склона:

1. $F_x = 0$, $f \cdot P \cdot \cos\alpha - P \cdot \sin\alpha = 0 \Rightarrow f = \frac{P \cdot \sin\alpha}{P \cdot \cos\alpha} = \operatorname{tg}\alpha$. $f = \operatorname{tg}\alpha$ –склон находится в предельном равновесии, когда коэффициент трения f равен тангенсу угла α .

2. $F_x > 0$, $f \cdot P \cdot \cos\alpha - P \cdot \sin\alpha > 0 \Rightarrow f > \operatorname{tg}\alpha$ –склон находится в устойчивом положении с запасом, при условии $F_{\text{тр}} > P \cdot \sin\alpha$, так как F_x –направлена направо по оси x , вверх по склону.

3. $F_x < 0$, $f \cdot P \cdot \cos\alpha - P \cdot \sin\alpha < 0 \Rightarrow f < \operatorname{tg}\alpha$ –склон теряет устойчивость и происходит оползень, при условии $F_{\text{тр}} < P \cdot \sin\alpha$, так как F_x –направлена вниз по склону.

В первом и во втором случаях оползня не будет. Угол наклона склона на горизонтальную плоскость $\alpha = \operatorname{const}$.

В третьем случае обязательно будет оползень, так как увеличивается P и уменьшается f , $\alpha = \operatorname{const}$, следовательно, оползень произойдет тогда, когда грунт переувлажняется (f уменьшится) и толщина грунта увеличивается (P увеличивается).

Для предупреждения оползня можно увеличить коэффициент трения f и уменьшить вес просадочного грунта (разгрузка). Увеличение коэффициента трения – f достигается снижением влажности просадочного грунта.

Исследуем выражение (3) по условиям устойчивости склона:

1. $F_y = 0$, $N - P \cdot \cos\alpha = 0$, $N = P \cdot \cos\alpha$ – толща грунта находится в предельном равновесии.

2. $F_y > 0$, $N - P \cdot \cos\alpha > 0$, $N > P \cdot \cos\alpha$ – происходит отрыв толщи грунта от коренной породы. Это может произойти при взрывах и землетрясениях с вертикальным толчком.

3. $F_y < 0$, $N < P \cdot \cos\alpha$ –происходит сжатие верхней толщи грунта к коренной породе и грунт уплотняется, повышая устойчивость склона.

На рис. 5 представлена схема устойчивого склона. Здесь коэффициентом трения учитывается и трение между частицами лессового грунта и сцепление между частицами. При увеличении влажности коэффициент трения уменьшается.

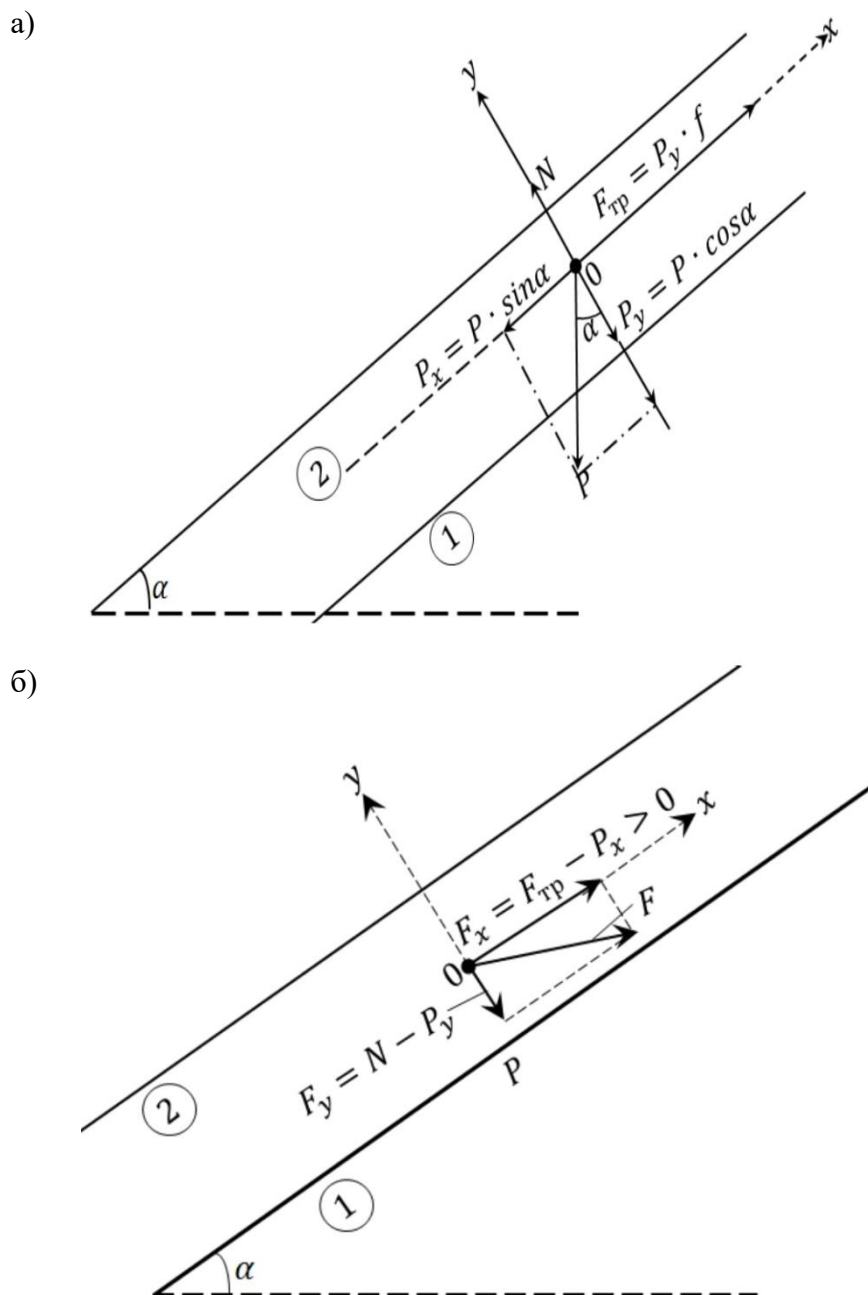


Рисунок 5 – Схема устойчивого склона: а) силы, действующие на толщину просадочного грунта; б) проекция всех сил на координатные оси x , y то есть силы F_x и F_y

Figure 5 – Diagram of a stable slope: a) the forces acting on the thickness of the subsidence soil; b) the projection of all forces on the coordinate axes x , y , that is, the forces F_x and F_y

Результаты

Из анализа устойчивости склона с просадочным грунтом (толщиной 15÷20 м) рекомендуется разработка просадочного грунта ступенчатым профилем вдоль склона для снижения веса и толщины просадочного грунта. Снятый грунт вывозится в отвал и

кавалеры на расстоянии до 5 км в сторону, расположенную рядом с сухим саем (руслom) и складироваться вдоль речки в надлежащем порядке для последующего производства кирпича.

Для транспортировки разработанных грунтов на склонах предусматриваются бермы-дороги шириной до 5 м, а для отвода талых и дождевых вод возводятся монолитные железобетонные каналы ($R = 0,6$ м) вдоль соответствующих берм для снижения влажности просадочного грунта. Это приводит к увеличению коэффициента трения, что способствует устойчивости склона.

Проектом предусматривается разгрузка грунта начиная с верхней бровки водораздела, подверженного оползнию участка склона на площади более 110 000 м². Общий объем грунта, подлежащего разработке, составляет 1 381 713 м³.

Объем земляных работ подсчитан по данным, полученным на топографическом плане и измеренным продольным профилям участка местности. На рис. 6 показан план бермы-дороги после разработки и транспортировки грунта по проекту.

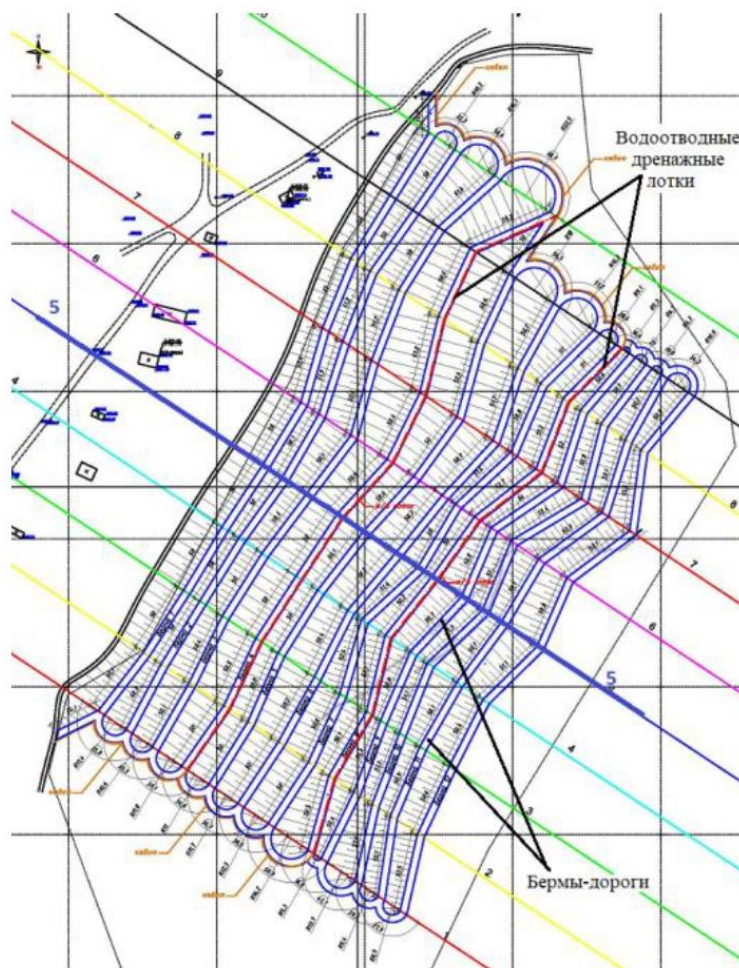


Рисунок 6 – План бермы-дороги и дренажных канав на оползневом участке

Figure 6 – The plan of the berm-road and drainage ditches on the landslide site

Водоотводные каналы и бермы-дороги в профиле имеют двухскатный вид с

уклоном от середины дороги к краям, их продольный уклон составляет около 2,5%. По краям данного участка предусматриваются поперечные монолитные железобетонные лотки, по которым вода будет стекать в низинные местности за пределами оползневого участка.

Все каналы возводятся из гидротехнического бетона класса В25 на гравийно-песчаной подушке толщиной 20 см. Для армирования применяются арматурные сетки длиной по 6 м и устанавливаются (наращиваются) внахлест. Арматурные сетки изготавливаются из арматуры марки АIII $\phi 12$ [18].

На рис. 7 показан дренажный железобетонный лоток.

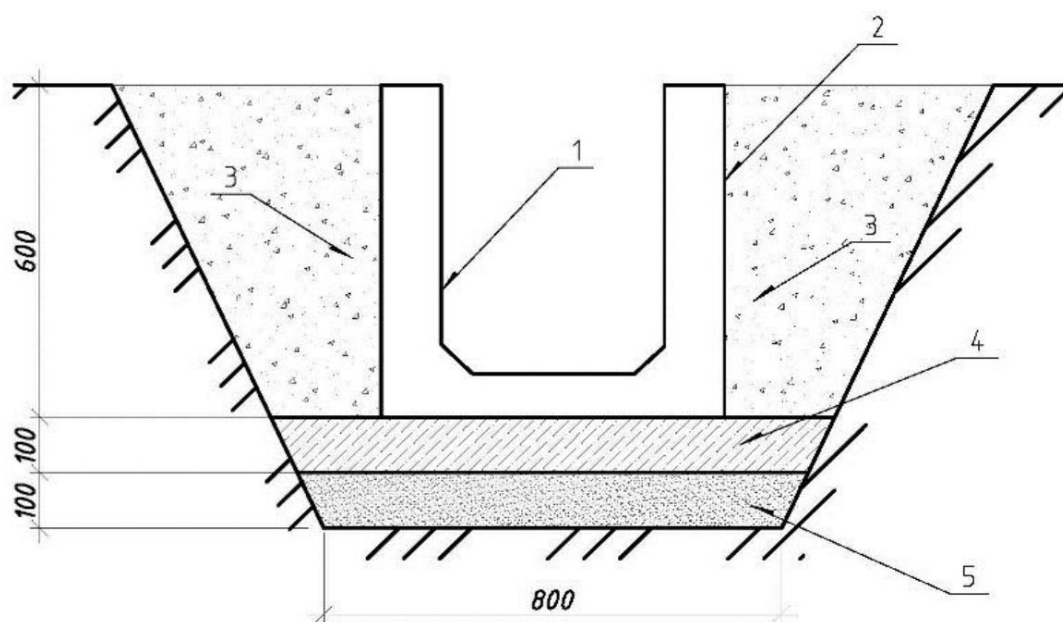


Рисунок 7 – Дорожный дренажный лоток: 1 – лоток по ГОСТ 32955-2014; 2 – битумная мастика; 3 – обратная засыпка; 4 – основание из бетона; 5 – подстилающий слой

Figure 7 – Road drainage tray: 1 – tray according to GOST 32955-2014; 2 – bitumen mastic; 3 – backfilling; 4 – concrete base; 5 – underlying layer

На рис. 8 показана схема привязки оползневого участка. Реперами локальной опорной сети служат марки на цоколе (Рп1) и на лестнице (Рп2) частных жилых домов. Координаты опорных точек: Рп1 – $X=523,58$ м, $Y=161,14$ м, $Z=1088,72$ м; координаты съезда 1 – $X=266,24$ м, $Y=90,22$ м, $Z=1091,20$ м; координаты Рп2 – $X=628,57$ м, $Y=246,92$ м, $Z=1091,06$ м; координаты съезда 2 – $X=700,00$ м, $Y=345,72$ м, $Z=1092,50$ м. Дирекционные углы: между Рп1 и съездом 1 – $\alpha_1=195^\circ$; между Рп2 и съездом 2 – $\alpha_2=54^\circ$. Расстояния: от Рп1 до съезда 1 – $L_1=266,9$ м; от Рп2 до съезда 2 – $L_2=121,9$ м.

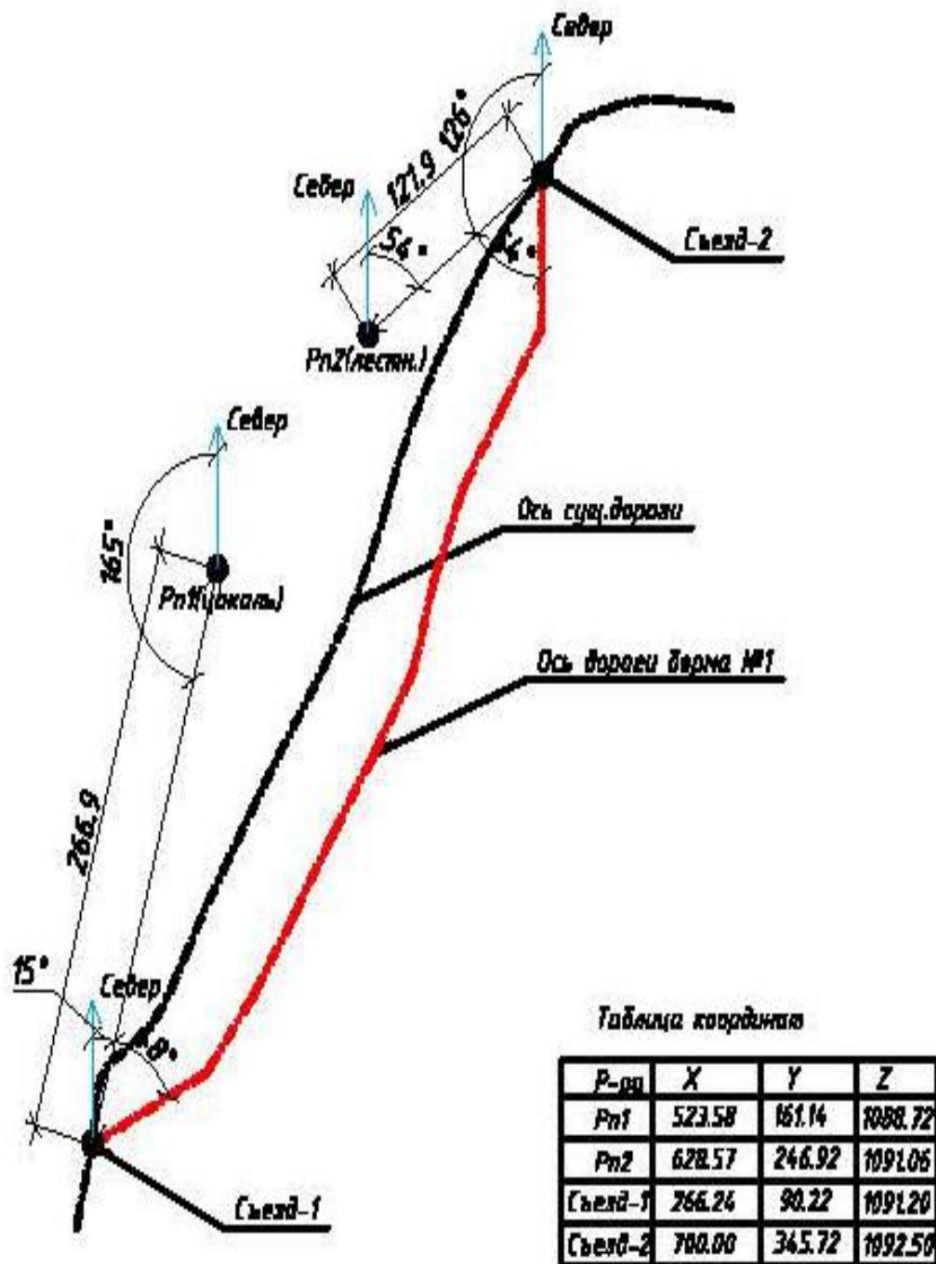


Рисунок 8 – Схема привязки оползневого участка к локальной опорной сети

Figure 8 – The scheme of linking the landslide site to the local reference network

В весенне-осенний период года во время интенсивных дождевых осадков, а также в зимнее время от таяния сезонных снегов поверхностные воды, поступающие сверху склона, отводятся специально устроенными канавами в сторону, чтобы они не попадали в просадочный грунт оползневой зоны.

Виды основных работ, которые будут производиться – это земляные работы, т.е. срезка почвенно-растительного слоя мощностью до 20 см, разработка самой массы грунта оползня мощностью от 5 до 30 м (в зависимости от рельефа местности), планировка местности (более 110 000 м²), устройство гравийно-песчаной подушки под

водоотводные каналы, возведение вышеуказанных монолитных железобетонных лотков.

Почвенно-растительный слой снимается, начиная с вершинной части разрабатываемого склона, экскаваторами с обратной лопатой. Далее снятый грунт погружается на автосамосвалы и вывозится на расстояние от 1 км до 5 км в пониженные места, с отвалом на ложбину сухих саев вдоль речки, на согласованные с местной администрацией территории. После завершения разгрузочных работ эти грунты следует использовать при рекультивационных мероприятиях [19, 20].

На рис. 9 представлен поперечный профиль средней части склона оползневого участка согласно проекту.

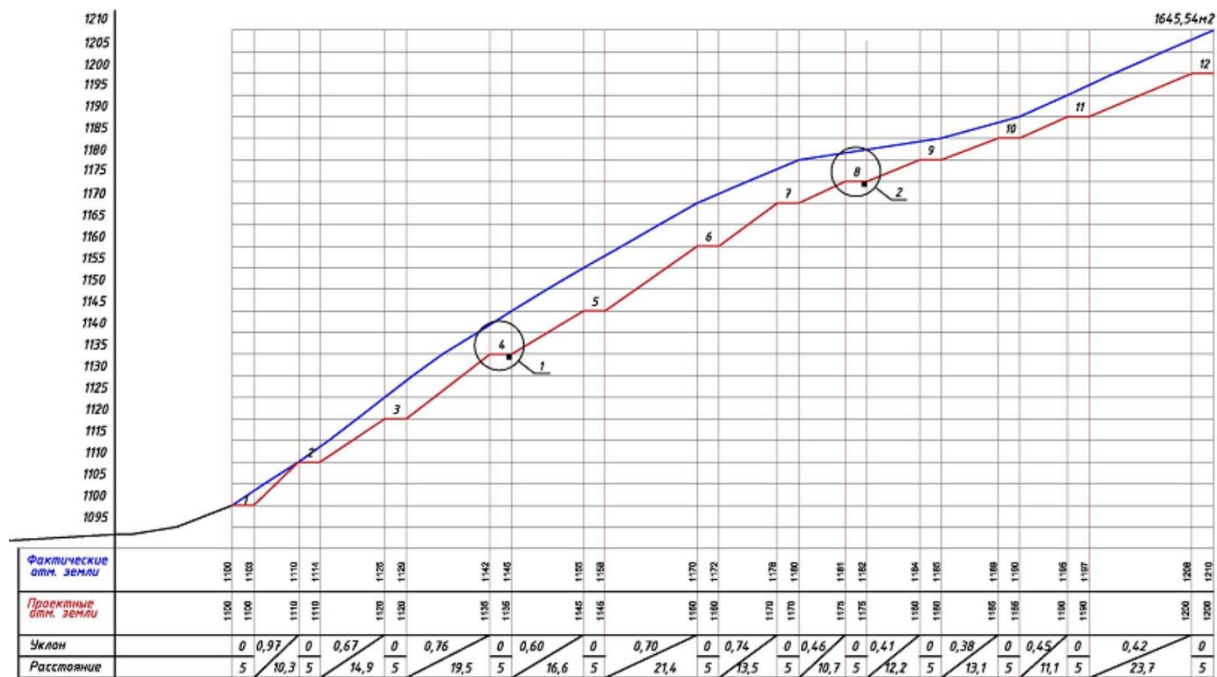


Рисунок 9 – Поперечный профиль оползневого участка по склону (разрез по сечению 5-5 на рис. 6).

Figure 9 – The transverse profile of the landslide section along the slope (section 5-5 in Fig. 6).

Грунты в местах отвала разравниваются с помощью бульдозеров. Разгружаемые грунты снимаются с вершинной части склона, чуть выше бровки срыва, где произошел отрыв оползневого тела от основной массы пород склона. При разработке грунтовой массы склона экскаватором выдерживается заложение откосов от $m=1,5$ в некоторых местах до $m=3,0$. Высота разработки составляет до $h=5,0$ м, с устройством бермы шириной $b=5,0$ м. В такой последовательности работы будут выполняться до конца разгрузки спроектированной толщины грунта.

На изучаемой местности имеются асфальтированные, а также частично полевые дороги, ведущие к проектируемому объекту. Все дороги находятся в хорошем состоянии и их можно использовать в любое сухое время года для доставки необходимых механизмов и материалов к месту строительства. Также на самом склоне по усмотрению подрядной организации можно устраивать технологические съезды между бермами-

дорогами.

Согласно СНиП 1.04.03-85 «Нормы продолжительности строительства» нормативная продолжительность вышеуказанных земляных и строительных работ составляет семь месяцев, включая подготовительный период.

При организации строительства и производстве работ подрядной организации следует предусмотреть необходимые мероприятия для минимизации отрицательного влияния на окружающую среду, недопущения загрязнения воздуха и воды, эрозии почвы, необоснованного уничтожения растительного покрова. При выполнении земляных работ и перевозке разрабатываемого грунта надо организовать поливку участка и дорог водой по необходимости. Строительная организация должна соблюдать действующие правила по контролю и уменьшению загрязнения речной воды согласно Закону Кыргызской Республики «Общий технический регламент по обеспечению экологической безопасности в Кыргызской Республике» (№ 151 от 8 мая 2009 года).

Бытовые и пищевые отходы должны собираться в соответствующие контейнеры и по мере их заполнения вывозиться на организованную свалку. При составлении плана строительной площадки предусмотреть установку временного контейнерного туалета и передвижной душевой на 2–3 человека. Душевую надо устроить с временной канализацией и ямой-антисептиком из сборных железобетонных колец для последующей утилизации с вывозом за пределы участка.

Подрядная строительная организация должна осуществлять строительную деятельность методами, предотвращающими попадание строительного мусора и других загрязнителей или отходов в водостоки и сухие русла рек. Отработанные масла и другие отходы нефтепродуктов и цистерны под них должны быть расположены не ближе 6,0 м от водостока и русла рек. Строительный мусор и другие загрязняющие окружающую среду отходы должны вывозиться только на согласованные с местными органами и частными сторонами санитарные территории.

Временные здания и сооружения строительной базы необходимо демонтировать и вывозить после завершения строительства. Вся поверхность почвы, поврежденная при выполнении земляных работ, должна быть рекультивирована с применением современных методов и технологий [19, 21, 22]. При разработке плана рекультивации необходимо обеспечить дальнейшее сельскохозяйственное использование земли с регулярным мониторингом состояния оползневого участка.

Выводы

В условиях существенного возрастания оползневой активности на территории Кыргызской Республики из-за изменения климата особую роль играет снижение риска оползней в населенных пунктах. Объем грунта при оползне в горных районах может достигать десятков и сотен тысяч кубических метров. Сползание большой массы грунта может вызвать значительные разрушения и завалы жилых, общественных и производственных зданий, инженерной инфраструктуры, трубопроводов и линий электропередачи. Очень часто происходят оползни с человеческими жертвами.

По результатам проведенных изысканий в ходе настоящих исследований можно говорить об отсутствии непосредственной угрозы от оползня для села Токтогул в краткосрочном периоде времени. Тем не менее, рекомендуется организация периодических наблюдений за состоянием устойчивости пород, слагающих верхнюю, водораздельную часть массива, особенно весной и осенью, когда выпадает наибольшее количество осадков. Также необходимо проводить профилактические работы по

ликвидации возможных путей проникновения поверхностных талых и ливневых вод на оползневый участок.

Из анализа устойчивости склона с просадочным грунтом рекомендуется разгрузка оползневой массы со снятием просадочного грунта для снижения ее веса и толщины с образованием ступенчатого профиля вдоль склона участка. Организуется вывоз снятого грунта в отвал и кавальеры на расстояние до 5 км в сторону расположенного рядом сухого русла реки с разравниванием в надлежащем порядке. Это объем грунта далее можно использовать для производства строительного кирпича.

Виды основных работ, которые будут производиться – это земляные работы, т.е. срезка почвенно-растительного слоя толщиной до 20 см, разработка самой массы грунта оползня мощностью до 30 м, планировка площади более 110 000 м² и устройство монолитных железобетонных водоотводных канав.

Подрядная строительная организация должна осуществлять строительную деятельность методами, предотвращающими попадание строительного мусора и других загрязнителей или отходов в водостоки и сухие русла рек. Отработанные масла и другие отходы нефтепродуктов и цистерны под них должны быть расположены не ближе 6 м от водостока и русла рек. Строительный мусор и другие загрязняющие окружающую среду отходы, должны вывозиться на согласованные с местными органами и частными сторонами санитарные территории.

По завершении строительных работ все временные здания и сооружения на местности необходимо демонтировать и вывезти. Особое внимание должно быть обращено к рекультивации и восстановлению разрушенного растительного слоя почвы для дальнейшего использования изученного участка для безопасного удовлетворения экономических и экологических потребностей местного сообщества.

Рекомендованные мероприятия по снижению воздействия оползня на близко расположенные здания и сооружения предотвращают оползни или уменьшают их воздействие.

Список литературы / References

1. MES KR (2021). Monitoring and Forecasting of Disasters on territory of the Kyrgyz Republic. Bishkek, Kyrgyzstan: Ministry of Emergency Situations of the Kyrgyz Republic.
2. Torgoev I.A. (2013). System monitoring landslides in Kyrgyzstan. *Civil Security Technology*, Vol. 10, 2013, no. 4 (38), 68–71.
3. Torgoev I., Alioshin Y.G., Torgoev A. (2013). Monitoring landslides in Kyrgyzstan. FOG – Freiberg Online Geoscience (pp. 130–139). Freiberg, Germany: TU Bergakademie Freiberg.
4. Vasilyev S.M., Akopyan A.V. (2016). Landslides and their manifestation on Rostov region territory. *Izvestia NV AUK*, 1 (41), 177–184.
5. Intrieri E., Carlà T., Gigli G. (2019). Forecasting the time of failure of landslides at slope-scale: A literature review. *Earth-science reviews*, 193, 333–349. DOI: 10.1016/j.earscirev.2019.03.019.
6. Guzzetti F., Peruccacci S., Rossi M., Clark C.P. The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows: an update. *Landslides*, 5, 3–17. DOI:10.1007/s10346-007-0112-1.
7. Lehmann P., Or D. (2012). Hydromechanical triggering of landslides: from progressive local failures to mass release. *Water Resources Research*, 48 (2): W03535.

8. Villarraga C., Ruiz D., Vaunat J., Casini F. (2014). Modelling landslides induced by rainfall: a coupled approach. *Procedia Earth Planet Sci* (pp. 222–228), 9. DOI: 10.1016/j.proeps.2014.06.025.
9. Lee R.W.H., Law R.H.C., Lo D.O.K. (2018). Importance of surface drainage management to slope performance, *HKIE Transactions*, 25:3, 182–191, DOI: 10.1080/1023697X.2018.1499449.
10. Choi K.Y., Cheung R.W.M. (2013). Landslide disaster prevention and mitigation through works in Hong Kong. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5, 354–365. DOI: 10.1016/j.jrmge.2013.07.007.
11. Soils. Classification (2020). HOST 25100-2020 from January 1, 2021. Moscow: Standartinform.
12. Abdrakhmatov K.E., Djanuzakov K.D., Frolova A.G., Pogrebnoi V.N. (2011). Seismic zonation map of Kyrgyzstan. 1:1000000, 2011, IS NAC KR.
13. Seismic Resistant Construction. Design Standards (2018). SNiP KR 20-02:2018. Bishkek, Kyrgyzstan: State Institute of Seismic Resistant Construction and Engineering Design.
14. Engineering surveys for various types of construction (1998). SNiP KR 11-01-98. Bishkek, Kyrgyzstan: Kyrgyz Head Institute of Geotechnical Investigations.
15. Bezuglova E.V. (2005). Landslide hazard and soil displacement risk on the slopes (Dissertation of Candidate of Technical Sciences). Krasnodar, RF: Kuban State University.
16. Shadunz K. Sh. (2008). Analysis of a landslide process based on risk theory. *Science Journal of Volgograd State University*. 10 (29), 7–10.
17. Klyuev R.V., Bosikov I.I., Egorova E.V., Gavrina O. A. (2020). Assessment of mining-geological and mining technical conditions of the Severny pit with the use of mathematical models. *Sustainable Development of Mountain Territories*, 3, 418–427. DOI: 10.21177/1998-4502-2020-12-3-418-427.
18. Automobile roads of general use. Drainage road trays. Technical requirements (2016). HOST 32955-2014 from June 1, 2016. Moscow: Standartinform.
19. Voronchikhina E.A. (2010). Reclamation of disturbed landscapes: theory, technologies, regional aspects. Monography. Perm, RF: Perm State University.
20. Smetanin V.I. (2003). Reclamation and improvement of disturbed lands. Moscow, RF: Koloss. 89 с.
21. Gracheva R., Urushadze T. (2011). Landslides in a rural mountainous region: damaging and resourceforming impacts (South Caucasus, Georgia). *Geography, environment, sustainability*, 4. DOI:10.15356/2071-9388_01v04_2011_06.
22. Chuman T. (2015). Restoration Practices Used on Post Mining Sites and Industrial Deposits in the Czech Republic with an Example of Natural Restoration of Granodiorite Quarries and Spoil Heaps. *Journal of Landscape Ecology*, 8. DOI:10.1515/jlecol-2015-0007.

Информация об авторах/ Information about authors

Апсеметов Мухтар Чуканович, к.т.н., профессор кафедры «Автомобильные и железные дороги, мосты и тоннели» Кыргызского государственного технического университета (КГТУ) имени И.Раззакова. Бишкек, Республика Кыргызстан muhtar.ap@mail.ru

Mukhtar Ch. Apsemetov, Cand. Sci. (Eng.), Professor of the “Highways, bridges and tunnels” Department, Kyrgyz State Technical University named after I. Razzakov. Bishkek, Republic of Kyrgyzstan

muhtar.ap@mail.ru

Айдаралиев Алтынбек Евгеньевич, к.т.н., доцент кафедры «Автомобильные и железные дороги, мосты и тоннели» Кыргызского государственного технического университета (КГТУ) имени И. Раззакова. Бишкек, Республика Кыргызстан
aidalt@rambler.ru

Altynbek E. Aidaraliev, Cand. Sci. (Eng.), associate professor of the “Highways, bridges and tunnels” Department, Kyrgyz State Technical University named after I. Razzakov. Bishkek, Republic of Kyrgyzstan
aidalt@rambler.ru

Шекербеков Уланбек Турсунбекович, к.т.н., доцент кафедры «Автомобильные и железные дороги, мосты и тоннели» Кыргызского государственного технического университета (КГТУ) имени И. Раззакова. Бишкек, Республика Кыргызстан
shkerbekov_ut@mail.ru

Shkerbekov Ulanbek T., Cand. Sci. (Eng.), associate professor of the Department “Highways, bridges and tunnels” Department, Kyrgyz State Technical University named after I. Razzakov. Bishkek, Republic of Kyrgyzstan
shkerbekov__ut@mail.ru

Курманбек уулу Нурлан, к.т.н., доцент кафедры «Автомобильные и железные дороги, мосты и тоннели» Кыргызского государственного университета строительства, транспорта и архитектуры (КГУСТА) имени Н. Исанова. Бишкек, Республика Кыргызстан
Kurmanbekuulu@mail.ru

Kurmanbek uulu N., Cand. Sci. (Eng.), associate professor of the “Highways, bridges and tunnels” Department of Kyrgyz State University of Construction, Transport and Architecture named after N. Isanov. Bishkek, Republic of Kyrgyzstan
Kurmanbekuulu@mail.ru

УДК 624.072.2.014

DOI [10.37153/2618-9283-2024-1-49-64](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-49-64)

Мониторинг и паспортизация зданий и сооружений

Экспертиза промышленной безопасности конструкций отделения непрерывного литья заготовок мартеновского цеха Таганрогского металлургического завода

**Маргарита Ильинична Гукова¹, Михаил Иосифович Фарфель^{1,2},
Дмитрий Владимирович Кондрашов¹, Лидия Сергеевна Рожкова¹**

¹ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство».

Москва, Российская Федерация

²ФГБОУ ВПО НИУ МГСУ, кафедра металлических и деревянных конструкций.

Москва, Российская Федерация

Аннотация: Рабочий проект главного здания отделения непрерывного литья заготовок (ОНЛЗ) мартеновского цеха ОАО «Тагмет» на стадии «КМ» был разработан ДКО ОАО «УкрНИИПСК» в 2000 г. Учитывая принятые конструктивные решения и необходимость обеспечить высокую надежность конструкций, вытекающую из специфики металлургического производства, (при установке в одном из пролетов здания крана тяжелого режима работы (7К) грузоподъемностью 225+63/20 т на значительной высоте уровня головки кранового рельса – 27 м) заказчик (ОАО «Тагмет») в 2001 году принял решение выполнить экспертизу проектных решений по основным конструкциям каркаса здания и привлечь для этой работы Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций имени В.А. Кучеренко, который, начиная с 1995 года, уже проводил обследования других цехов завода, построенных еще в XIX веке. Была выполнена проверка правильности выбора сечений и длин элементов основных несущих конструкций и оценка несущей способности этих элементов. Были использованы усилия в элементах, полученные в результате проведения проверочного расчета на ЭВМ с уточнением расчетной схемы, приложенных нагрузок и при примененном в элементах качестве стали. В статье рассматриваются причины проведения и результаты экспертизы промышленной безопасности, выполненной в 2011 году введенного в эксплуатацию к 2005 году нового отделения, пристроенного к мартеновскому цеху.

Ключевые слова: сталь, стальная конструкция, несущая способность, жесткость, ферма, балка, стержень, болт, связь

Для цитирования: Гукова М.И., Фарфель М.И., Кондрашов Д.В., Рожкова Л.С. Экспертиза промышленной безопасности конструкций отделения непрерывного литья заготовок мартеновского цеха Таганрогского металлургического завода // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2024. № 1. С. 49–64.

DOI: [10.37153/2618-9283-2024-1-49-64](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-49-64)

Monitoring and certification of buildings and constructions

Examination of industrial safety of structures of the continuous casting Department of the open-hearth shop of the Taganrog Metallurgical Plant

**Margarita I. Gukova¹, Mikhail I. Farfel^{1,2}, Dmitry V. Kondrashov¹,
Lidiya S. Rozhkova¹**

¹TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC "SIC "Construction".
Moscow, Russian Federation

²FGBOU VPO NRU MGSU, Department of metal and wooden structures.
Moscow, Russian Federation

Abstract: The working draft of the main building of the department of continuous casting of billets (ONLZ) of the open-hearth shop of JSC Tagmet at the stage of "KM" was developed by the DKO of JSC UkrNIIPSK in 2000. Taking into account the design decisions taken and the need to ensure high reliability of structures arising from the specifics of metallurgical production (when installing a heavy duty crane (7K) with a lifting capacity of 225+63/20t at a significant height of the crane rail head – 27 m) in 2001, the customer (JSC Tagmet) decided to carry out an expert examination of design solutions for the main structures of the building frame and engaged the Central Research Institute of Building Structures named after V.A. Kucherenko, who, since 1995, has already conducted surveys of other workshops of the plant, built back in the XIX century, for this work. Then the correctness of the choice of sections and lengths of the elements of the main load-bearing structures was checked and the load-bearing capacity of these elements was assessed. The forces in the elements obtained as a result of carrying out a verification calculation on a computer with the refinement of the design scheme, the applied loads and the quality of steel used in the elements were used. The article presents the reasons for the conduct and results of the industrial safety examination carried out in 2011, a new department was put into operation by 2005, attached to the open-hearth shop.

Keywords: steel, steel structure, bearing capacity, stiffness, truss, beam, rod, bolt, connection

For citation: Gukova M.V., Farfel M.I., Kondrashov D.V., Rozhkova L.S. Examination of industrial safety of structures of the continuous casting Department of the open-hearth shop of the Taganrog Metallurgical Plant // *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2024, no. 1, pp. 49–64.

DOI: [10.37153/2618-9283-2024-1-49-64](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-49-64)

Конструктивные особенности здания

Здание отделения непрерывного литья заготовок (ОНЛЗ) является составляющей частью сталеплавильного производства и предназначено для установки (в рамках технического перевооружения мартеновского цеха) двух сортовых машин непрерывного литья заготовок. Оно расположено параллельно мартеновскому цеху, расстояние между рядами крайних пролетов двух зданий – 9,25 м (рис.1).

Здание ОНЛЗ (рис. 2) при общей длине в осях 180 м состоит из двух пролетов шириной 30 м каждый (рис. 3). Позднее со стороны ряда В к основному зданию ОНЛЗ была пристроена крытая эстакада. Максимальная высота здания (до верха фонарей пролета А–Б) равна ~ 43 м.



Рисунок 1 – Вид мартеновского цеха и здания отделения непрерывного литья заготовок (ОНЛЗ)

Figure 1 – View of the open-hearth shop and the building of the continuous casting of billets department (ONLZ)



Рисунок 2 – Здание ОНЛЗ со стороны ряда В

Figure 2 – ONLZ building from the side of row B

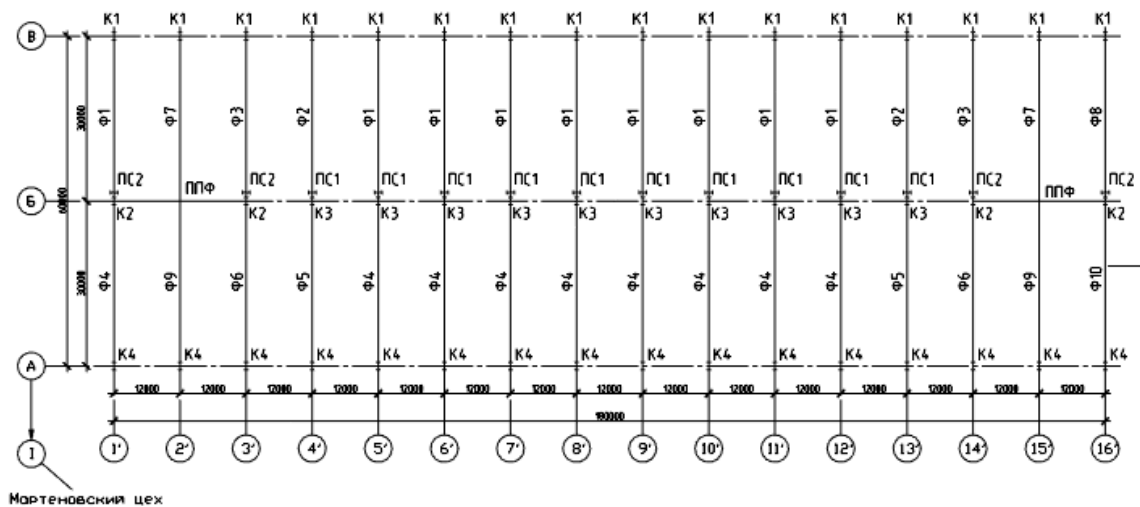


Рисунок 3 – План колонн, подкрановых стоек, стропильных и подкраново-подстропильных ферм здания ОНЛЗ

Figure 3 – Plan of columns, crane racks, trusses and crane-substructure trusses of the ONLZ building

При строительстве здания отделения непрерывного литья заготовок (ОНЛЗ) были использованы металлоконструкции построенного в 1985 г. и, к моменту начала строительства здания ОНЛЗ, демонтированного корпуса теплообменного оборудования № 2 Таганрогского завода «Красный Котельщик». Здание ОНЛЗ – неотапливаемое, с избыточным тепловыделением.

Колонны – одноступенчатые: со сплошной двутавровой сечением надкрановой частью и со сквозной подкрановой частью – из двух сварных двутавровых ветвей с треугольной решеткой. Связи по колоннам из прокатных уголкового профиля (рис. 4).

а) (a)

б) (b)

в) (c)



Рисунок 4 – Колонна по ряду А с кронштейном (а), по ряду В (б) и вертикальная связь между колоннами по ряду В (в)

Figure 4 – Column in row A with bracket (a), in row B (b) and vertical connection between columns in row B (c)

Шаг колонн составляет 12 м, за исключением двух мест: оси 1'÷3' и 14'÷16' по ряду Б, где (в местах передачи слитков в пролет складирования) шаг колонн составляет 24 м. В этих местах в пролете А–Б на отметке 27,0 м установлены подкраново-подстропильные фермы (рис. 5), а в пролете Б–В на отметке 12 м – подкрановые балки пролетом 24 м. Во всех остальных местах установлены 12-метровые разрезные подкрановые балки с поперечными ребрами и тормозными конструкциями, состоящими из вспомогательных и связевых ферм и тормозного настила (рис. 6).

В соответствии с «Правилами устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов» вдоль подкрановых путей по всем рядам на уровне тормозных листов обеспечены нормативные габариты проходов для обслуживания.

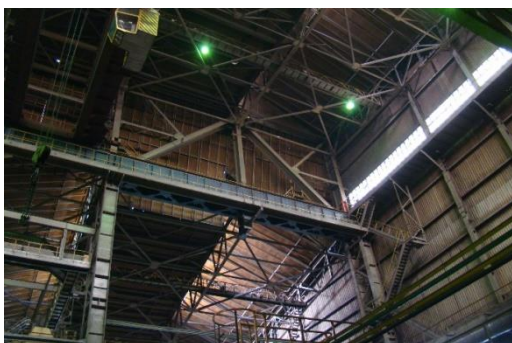


Рисунок 5 – Подкраново-подстропильная ферма по ряду Б, оси 14' – 16'

Figure 5 – Crane-substructure truss along row B, axes 14' – 16'



Рисунок 6 – Подкрановые балки с поперечными ребрами и тормозными конструкциями, состоящими из вспомогательных и связевых ферм

Figure 6 – Crane beams with transverse ribs and brake structures consisting of auxiliary and connecting trusses

Выше подкрановых балок пролета А–Б (отметка головки рельса 27,0 м) установлены баки аварийного запаса воды, нагрузки от которых передаются на колонны по осям 6'; 7'; 8'; 9' ряда Б.

Нагрузки от рабочих площадок для обслуживания машины непрерывного литья заготовок (МНЛЗ) в осях 5'÷7' и 9'÷12' пролета А–Б воспринимаются колоннами рядов А и Б.

Стропильные фермы высотой в габарите 3,15 м – с параллельными поясами и треугольной решеткой из спаренных уголков. Связи покрытия выполнены из гнутосварных замкнутых профилей и прокатных уголков.

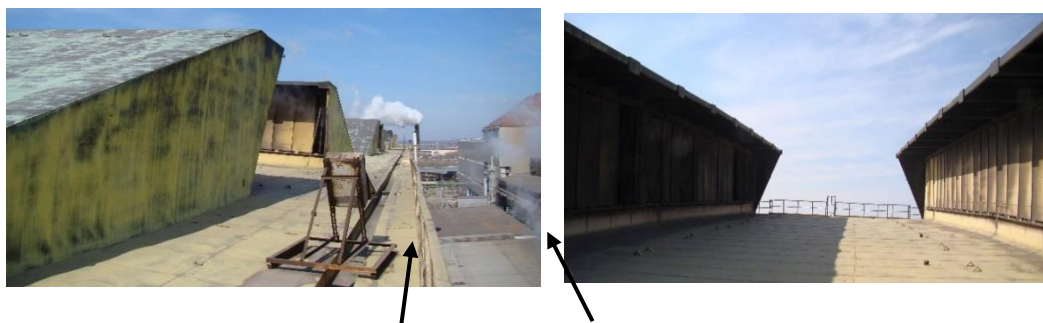
Фонари – поперечные аэрационные, треугольного очертания, образованные наклонными щитами. Аэрация цеха обеспечивается приточными проемами в стенах здания и вытяжными незадуваемыми фонарями активного аэродинамического профиля (рис.7 и 8).

Щиты кровли изготовлены из С-образных гнутых профилей и настила из листовой стали (типа «Кортен»).



Рисунок 7 – Фонари на покрытии пролета Б–В

Figure 7 –Rooflights on the roof of the B–C span



(ОНЛЗ) ряд А ряд I (Мартеновский цех)

Рисунок 8 – Фонари на покрытии пролета А–Б

Figure 8 –Rooflights on the roof of the B–C span

Поперечник здания – с двускатной кровлей с перепадом высот вдоль ряда Б, с плавным очертанием профиля на перепаде высот, с организованным водоотводом.

Разливочный пролет А–Б оборудован двумя литейными мостовыми кранами грузоподъемностью 225+63/20 т, режим работы 7К, пролет моста крана – 27,0 м.

Пролет складирования литой заготовки Б–В оборудован двумя магнитными кранами грузоподъемностью 16 т с подхватами и поворотной тележкой режима работы 8К. Отметка головки кранового рельса 12,0 м, пролет моста крана – 27,5 м (рис. 9).



Б (В) А Б (В) В (С)
 Рисунок 9 – Мостовые краны в пролетах А–Б и Б–В здания ОНЛЗ

Figure 9 – Overhead cranes in spans A–B and B–C of the ONLZ building

Для ремонта кранового оборудования предусмотрена установка однобалочных подвесных кранов грузоподъемностью 10 т (пролет А–Б) и электроталей грузоподъемностью 5 т (пролет Б–В).

Восприятие нагрузок от рабочих площадок для обслуживания МНЛЗ в осях 5' – 7' и 9' – 12' пролета А–Б учтено в колоннах рядов А и Б.

В качестве несущей основы каркаса в поперечном направлении служит система плоских рам (рис. 10) с жестким защемлением колонн в фундаменты и с жестким сопряжением стропильных ферм с колоннами.

В продольном направлении устойчивость каркаса обеспечивается вертикальными связями между колоннами.

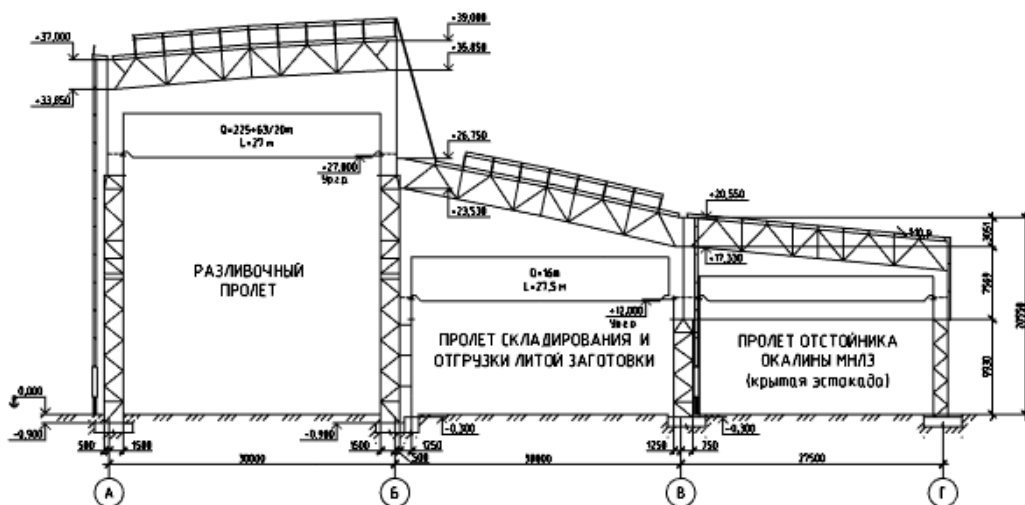
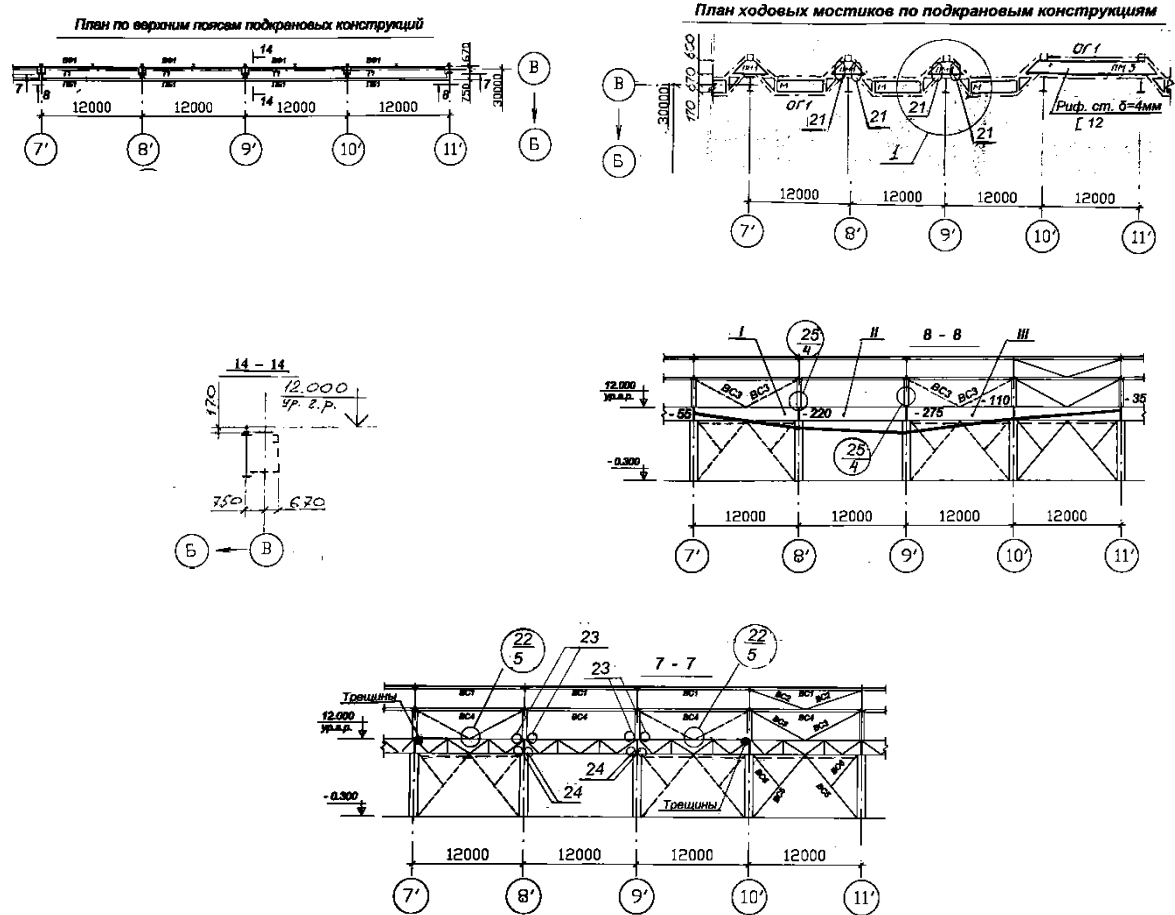


Рисунок 10 – Поперечный разрез здания ОНЛЗ мартеновского цеха с пристройкой

Figure 10 – Cross section of the ONLZ open-hearth shop building with an extension

Проведение обследований

При введении в эксплуатацию в 2005 году нового ОНЛЗ, пристроенного к мартеновскому цеху (после почти пятилетней консервации), и устройстве ямы окалины с его наружной стороны, произошла осадка колонн 8', 9' и 10' по ряду В (рис. 11).



Работы, рекомендованные (указанные цифрами на чертеже) к выполнению до подъема подкрановых балок:

- 21 – отделить подкрановые балки и их тормозные конструкции от балок В1;
- 22 – отделить от подкрановых балок вертикальные связи ВС3;
- 23 и 24 – отделить верхние и нижние пояса ВФ1 от колонн;
- 25 – ослабить болты в стыках балок

Рисунок 11 – Осадка колонн по ряду В в здании ОНЛЗ

Figure 11 – Precipitation of columns along row C in the ONLZ building

Обследование металлоконструкций каркаса здания ОНЛЗ в связи с наличием дефектов в конструкциях каркаса вследствие неравномерных просадок фундаментов колонн ряда В с внешней стороны здания выполнено сотрудниками ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко в июле 2005 года.

В процессе проведения этой работы произведено обследование, в соответствии с [1] и [2], конструкций каркаса здания (пролеты А–В и В–В); выполнен необходимый обмер сечений по [3] и [4]; проведены мероприятия по укреплению грунтов под основаниями колонн ряда В по [5]; собраны фактические нагрузки по [6] с учетом

фактических нагрузок и проведены необходимые расчеты в соответствии с требованиями [7] и [1]; оценено техническое состояние конструкций здания по [7] и [8], а также разработаны чертежи на ремонт и усиление конструкций. В результате обследования конструкций здания ОНЛЗ мартеновского цеха ОАО «Тагмет» выявлены следующие наиболее существенные дефекты и повреждения, превышающие значения, установленные действующими нормативными документами, и влияющие на эксплуатационную пригодность здания:

- осадки оснований колонн;
- деформации элементов вертикальных связей между колоннами;
- деформации элементов горизонтальных связей между колоннами;
- деформации и трещины в элементах тормозных конструкций подкрановых балок.

В ноябре 2005 года представители Заказчика (ОАО «Тагмет») совместно с ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, «УкрГипромет», ДО УкрНИИПСК и ОАО «Донецкшахтострой» выполнили усиление основания фундаментов колонн ряда В.

После усиления основания фундаментов колонн был произведен подъем подкрановых балок по проекту, предложенному специалистами ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (рис. 12), и проведено испытание конструкций пролета Б–В, при работе мостового крана с проектной нагрузкой.

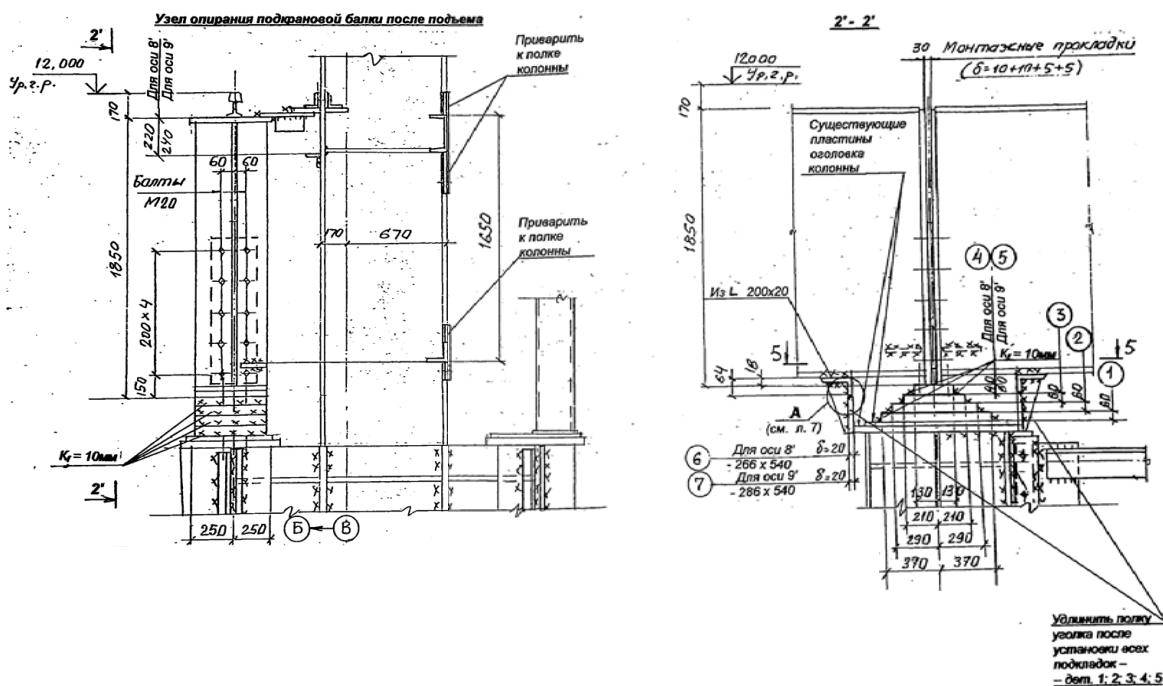


Рисунок 12 – Подъем подкрановых балок с помощью наборных металлических пластин

Figure 12 – Lifting of the crane beams with the help of stacked metal plates

В результате проведенных мероприятий осадка основания под фундаментами колонн ряда В (оси 7'÷11') была ликвидирована.

На основании результатов технического диагностирования дальнейшая безопасная эксплуатация здания ОНЛЗ мартеновского цеха ОАО «Тагмет» при существующем уровне и характере нагрузок на конструкции (с учетом изменения снегового района в месте расположения здания – в г. Таганроге) после проведения ремонтных работ была определена в течение пяти лет, до 2010 года.

В соответствии с требованиями нормативно-технических документов [9÷13] в 2011 году сотрудниками ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко была выполнена экспертиза технического состояния несущих и ограждающих металлических конструкций главного здания отделения непрерывного литья заготовок (ОНЛЗ) мартеновского цеха ОАО «Тагмет» с выдачей заключения о возможности и условиях дальнейшей безопасной эксплуатации здания.

В результате визуального осмотра и инструментального обследования металлических конструкций здания ОНЛЗ мартеновского цеха ОАО «Тагмет» выявлены следующие наиболее существенные дефекты и повреждения, превышающие значения, установленные действующими нормативными документами (см. [1÷4]), и влияющие на эксплуатационную пригодность здания [14]:

– повреждения элементов колонн в результате механического воздействия;

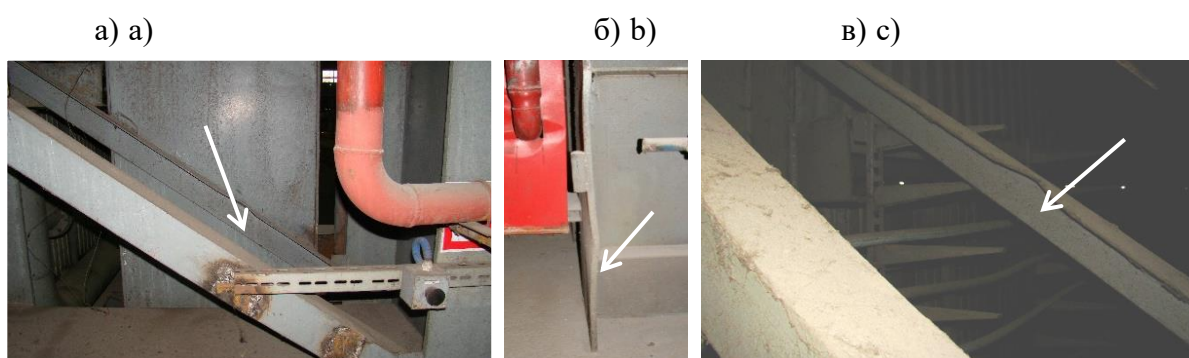


Рисунок 13 – Местные искривления: решетки колонны В11' (а), полки колонны В4' (б) и раскоса решетки колонны В5' со стороны оси б'(в)

Figure 13 – Local curvatures: the grill of column B11' (a), the shelf of column B4' (b) and the slant of the grating of column B5' on the side of the axis б'(c)



Рисунок 14 – Искривление упора под платформу между колоннами В12' – В13'

Figure 14 – Curvature of the platform stop between columns B12' – B13'

– намокание оснований колонн;



Рисунок 15 – Намокание основания колонны А9'

Figure 15 – Wetting of the base of column А9'

– повреждения элементов связей между колоннами и подкрановыми балками;

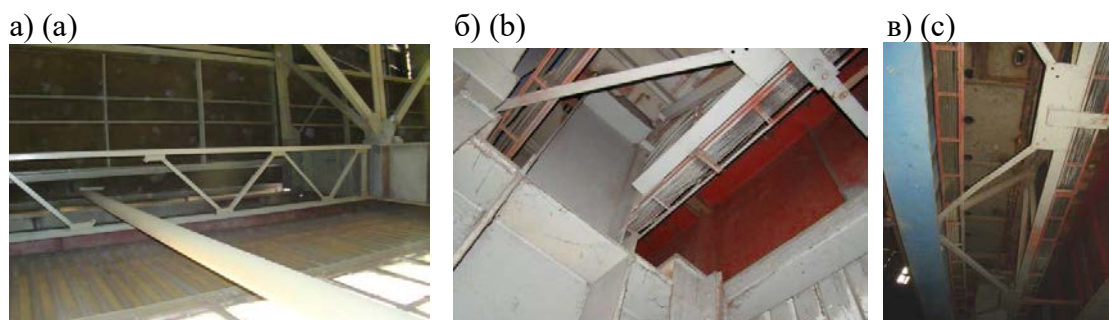


Рисунок 16 – Отсутствие диагонали решетчатой распорки в уровне нижних поясов ферм между колоннами А12' и А13'(а); оторвана фасонка горизонтальной фермы тормозной конструкции подкрановой балки В10' – В11' в месте крепления её пояса к колонне В10'(б); общее искривление двух диагоналей горизонтальной связи тормозной конструкции В9' – В10'(в)

Figure 16 – Absence of the diagonal of the lattice strut at the level of the lower belts of the trusses between columns А12' and А13'(а); the gusset plate of the horizontal truss of the brake structure of the crane beam В10' – В11' is torn off at the place where its belt is attached to column В10'(б); the general curvature of the two diagonals of the horizontal connection of the brake structure В9' – В10'(в)

– повреждения элементов связей между стропильными фермами;



Рисунок 17 – Общее искривление распорок горизонтальных связей по нижним поясам ферм Ф7' – Ф8' пролета Б–В и местное искривление диагонали горизонтальной связи у А11' по нижним поясам ферм Ф11' – Ф12' пролета А–Б

Figure 17 – The general curvature of the struts of horizontal ties along the lower belts of the F7' – F8' trusses of the B–C span and the local curvature of the diagonal of the horizontal connection at A11' along the lower belts of the F11' – F12' trusses of the A–B span

– повреждения элементов стропильных ферм;

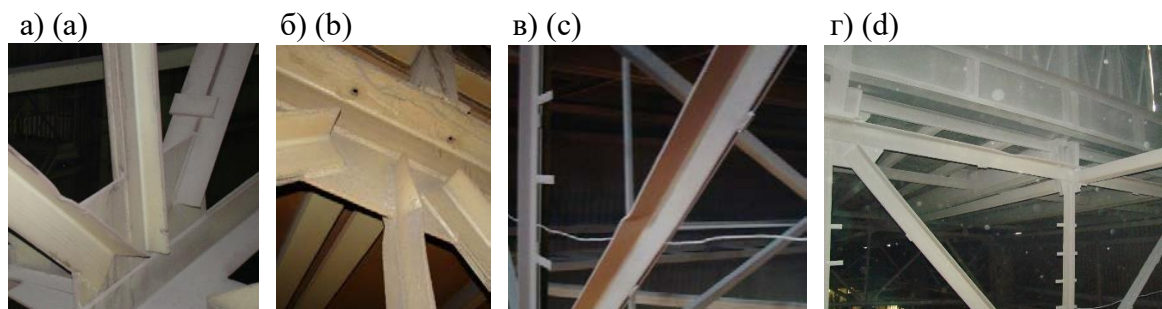


Рисунок 18 – Местные искривления: отстоящей полки уголка раскоса Р3 фермы Ф15' со стороны оси 14' вблизи нижней фасонки (а); отстоящих полок уголков стойки С3 фермы Ф11' со стороны оси 10' и оси 12' вблизи нижней фасонки (б); отстоящей полки уголка раскоса Р3 фермы Ф9'(в); отстоящей полки уголка третьей панели (от ряда А) верхнего пояса фермы Ф10'(г)

Figure 18 – Local curvatures: the distant shelf of the angle of the P3 strut of the F15' truss on the side of the axis 14' near the lower gusset plate (a); the distant shelves of the corners of the rack C3 of the F11' truss on the side of the axis 10' and axis 12' near the lower gusset plate (b); the distant shelf of the angle of the P3 strut of the F9' truss (c); the spaced shelf of the corner of the third panel (from row A) of the upper belt of the F10' truss (d)

– отсутствие горизонтальных болтов в месте стыка подкрановых балок;



Рисунок 19 – Отсутствие трех горизонтальных болтов в месте стыка подкрановых балок на колонне А7' и двух горизонтальных болтов – на колонне Б8'

Figure 19 – The absence of three horizontal bolts at the junction of the crane beams on column А7' and two horizontal bolts on column В8'

– деформации элементов вертикальных связей между стойками рабочей площадки.



Рисунок 20 – Искривление и отрыв диагоналей вертикальной крестовой связи между стойками рабочей площадки по ряду А между осями 9'–10'

Figure 20 – Curvature and separation of the diagonals of the vertical cross connection between the work site posts along row А between the axes 9'–10'

Степень поражения коррозией (по [15÷16] СНиП 2.03.11-85 и СНиП 3.04.03-85) металлических колонн, металлических стропильных ферм, металлических подкрановых балок определялась путем измерения фактических размеров штангенциркулем. В момент обследования все металлические конструкции здания ОНЛЗ покрашены, поверхностная коррозия не обнаружена.

Выводы

По результатам последней экспертизы, выполненной ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, техническое состояние конструкций каркаса здания ОНЛЗ оценивалось как **работоспособное, ремонтпригодное.**

Дефектов и повреждений особо ответственных элементов и соединений, представляющих непосредственную опасность разрушения (категории «А» согласно РД 22-01.97 [7]), в здании ОНЛЗ обнаружено не было.

Конструкции, имеющие дефекты или повреждения категории «Б», относящиеся к **ограниченно работоспособному** состоянию, требовали ремонта, после выполнения которого по рекомендациям и представленному Исполнителем экспертизы «Рабочему проекту», здание ОНЛЗ мартеновского цеха ОАО «Тагмент» допускалось к дальнейшей безопасной эксплуатации.

Список документов

1. РД 03-606-03 «Инструкция по визуальному и измерительному контролю». Москва: НТЦ «Промышленная безопасность». 2004.
2. СА-03-006-06 «Методические указания по проведению технического обслуживания, ремонта, обследования, анализа промышленной безопасности производственных зданий и сооружений предприятий, эксплуатирующих взрывоопасные и химически опасные объекты». Москва: Ростехэкспертиза. Серия 03, 2008.
3. СП 53-102-2004 «Общие правила проектирования стальных конструкций. Москва: Госстрой России. 2005.
4. СП 13-102-2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений». Москва: Госстрой России. 2003.
5. СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений». Москва: Госстрой СССР. 1995.
6. СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия». Москва: Госстрой СССР. 2003.
7. СНиП II-23-81* «Стальные конструкции. Нормы проектирования». Москва: Госстрой СССР. 1990.
8. РД 22-01-97 Требования к проведению оценки безопасности эксплуатации производственных зданий и сооружений поднадзорных промышленных производств и объектов (обследование строительных конструкций специализированными организациями). Москва: ЭКЦ-МЕТАЛЛУРГ.1997.
9. ПБ 03-246-98 Правила проведения экспертизы промышленной безопасности. Вып. 9 (часть 1). Экспертиза промышленной безопасности (сборник документов). Москва: ГП НТЦ по безопасности в промышленности. ГГТН РФ. 2000.
10. РД 11-589-03 Положение о проведении экспертизы промышленной безопасности опасных металлургических и коксохимических производственных объектов. Москва: ГГТН РФ. 2003.
11. РД 11-405-01 «Методические рекомендации по классификации аварий и инцидентов на опасных производственных объектах металлургических и коксохимических производств». Москва: ГГТН РФ. 2001.
12. ПБ 11-493-02 «Общие правила безопасности для металлургических и коксохимических предприятий и производств». Москва: ГГТН РФ. 2002.
13. ПБ 11-552-03 «Правила безопасности в сталеплавильном производстве». Москва: ГГТН РФ. 2003.
14. РД 11-126-96 «Методические рекомендации по организации и осуществлению контроля за обеспечением безопасной эксплуатации зданий и сооружений на подконтрольных металлургических и коксохимических производствах». Москва: ГГТН РФ.1996.
15. СНиП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии». Москва: ФГУП ЦПП. 2006.

16. СНиП 3.04.03-85 «Защита строительных конструкций от коррозии. Правила производства работ». Москва: Госстрой СССР. 1986.

List of documents

- RD 03-606-03 «Instruktsiya po vizual'nomu i izmeritel'nomu kontrolyu». Moscow: NTC «Promyshlennaya bezopasnost'». 2004. [In Russian]
2. SA-03-006-06 «Metodicheskie ukazaniya po provedeniyu tekhnicheskogo obsluzhivaniya, remonta, obsledovaniya, analiza promyshlennoj bezopasnosti proizvodstvennyh zdaniy i sooruzhenij predpriyatij, ekspluatiruyushchih vzryvoopasnye i himicheski opasnye ob"ekty». Moscow: Rostekhekspertiza. Seriya 03, 2008. [In Russian]
3. SP 53-102-2004 «Obshchie pravila proektirovaniya stal'nyh konstruksij. Moscow: Gosstroy Rossii. 2005. [In Russian]
4. SP 13-102-2003 «Pravila obsledovaniya nesushchih stroitel'nyh konstruksij zdaniy i sooruzhenij». Moscow: Gosstroy Rossii. 2003. [In Russian]
5. SNiP 2.02.01-83* «Osnovaniya zdaniy i sooruzhenij». Moscow: Gosstroy SSSR. 1995. [In Russian]
6. SNiP 2.01.07-85* «Nagruzki i vozdejstviya». Moscow: Gosstroy SSSR. 2003. [In Russian]
7. SNiP II-23-81* «Stal'nye konstruksii. Normy proektirovaniya». Moscow: Gosstroy SSSR. 1990. [In Russian]
8. RD 22-01-97 Trebovaniya k provedeniyu ocenki bezopasnosti ekspluatatsii proizvodstvennyh zdaniy i sooruzhenij podnadzornyh promyshlennyh proizvodstv i ob"ektov (obsledovanie stroitel'nyh konstruksij specializirovannymi organizatsiyami). Moscow: EKC-METALLURG.1997. [In Russian]
9. PB 03-246-98 Pravila provedeniya ekspertizy promyshlennoj bezopasnosti. Vyp. 9 (chast' 1). Ekspertiza promyshlennoj bezopasnosti (sbornik dokumentov). Moscow: GP NTC po bezopasnosti v promyshlennosti. GGTR RF. 2000. [In Russian]
10. RD 11-589-03 Polozhenie o provedenii ekspertizy promyshlennoj bezopasnosti opasnyh metallurgicheskikh i koksohimicheskikh proizvodstvennyh ob"ektov. Moscow: GGTR RF. 2003. [In Russian]
11. RD 11-405-01 «Metodicheskie rekomendatsii po klassifikatsii avarij i incidentov na opasnyh proizvodstvennyh ob"ektah metallurgicheskikh i koksohimicheskikh proizvodstv». Moscow: GGTR RF. 2001. [In Russian]
12. PB 11-493-02 «Obshchie pravila bezopasnosti dlya metallurgicheskikh i koksohimicheskikh predpriyatij i proizvodstv». Moscow: GGTR RF. 2002. [In Russian]
13. PB 11-552-03 «Pravila bezopasnosti v staleplavil'nom proizvodstve». Moscow: GGTR RF. 2003. [In Russian]
14. RD 11-126-96 «Metodicheskie rekomendatsii po organizatsii i osushchestvleniyu kontrolya za obespecheniem bezopasnoj ekspluatatsii zdaniy i sooruzhenij na podkontrol'nyh metallurgicheskikh i koksohimicheskikh proizvodstvakh». Moscow: GGTR RF.1996. [In Russian]
15. SNiP 2.03.11-85 «Zashchita stroitel'nyh konstruksij ot korrozii». Moscow: FGUP CPP. 2006. [In Russian]

16. SNiP 3.04.03-85 «Zashchita stroitel'nyh konstruktsij ot korrozii. Pravila proizvodstva rabot». Moscow: Gosstroy Rossii. 1986. [In Russian]

Информация об авторах / Information about authors

Фарфель Михаил Иосифович, кандидат технических наук, заведующий сектором реконструкции и мониторинга уникальных зданий и сооружений лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

Mikhail I. Farfel, Cand. Sci. (Eng.), Head of Reconstruction and monitoring of unique buildings and structures Sector, Metal structures Laboratory, TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction. Moscow, Russian Federation
Farfelmi@yandex.ru.

Гукова Маргарита Ильинична, кандидат технических наук, ведущий научный сотрудник лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

Margarita I. Gukova, Cand. Sci. (Eng.), Leading Researcher of Metal structures Laboratory, TSNIISK named after V.A. Kucherenko, JSC Research Center of Construction. Moscow, Russian Federation
Gukova.Rita@yandex.ru.

Кондрашов Дмитрий Владимирович, старший научный сотрудник лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство». Москва, Российская Федерация

Dmitry V. Kondrashov, Senior researcher of Metal structures Laboratory, TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction. Moscow, Russian Federation
dkondras@mail.ru

Рожкова Лидия Сергеевна, старший научный сотрудник Лаборатории высотных зданий и сооружений отдела металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко АО «НИЦ «Строительство» (www.tsniisk.ru), Москва, Российская Федерация

Lidiya S. Rozhkova, Senior Researcher at the Laboratory of High-rise Buildings and Structures of the Department of Metal Structures of the TSNIISK named after V.A. Koucherenko of JSC Research Center of Construction. Moscow, Russian Federation
soshnikova_lidia@mail.ru

УДК 699.8:624.01

DOI: [10.37153/2618-9283-2024-1-65-89](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-65-89)

Есть мнение

Вопросы критики и дальнейшего развития национальной нормативной базы по расчету сооружений на сейсмические воздействия

Владимир Кузьмич Востров¹

¹Доктор технических наук. Москва. Российская Федерация

*Истину надо не только открывать,
ее нужно защищать от
искажений и от просвещенных коллег.*

М.Я. Леонов

Аннотация: Проведен научный разбор положений исследований, посвященных критическому анализу состояния нормативной документации по расчету сооружений на землетрясения. В указанных работах утверждается, что разработчиками отечественных норм была допущена серьезная методическая ошибка, когда при задании исходной сейсмической информации использовались динамические коэффициенты, а не спектры реакций. Считается, что в зарубежных нормах, а также в монографиях известных зарубежных ученых, наземные части сооружений при землетрясениях не подвержены воздействиям никаких внешних сил. Эта неполнота представлений присутствует в уравнении горизонтальных колебаний в переводных и отечественных работах и монографиях, но в них, в отличие от анализируемых работ, не утверждается, что при землетрясениях наземные части сооружений не подвержены воздействиям никаких внешних сил. Выявлены причины неадекватности математических моделей взаимодействия оснований и сооружений и приведены уравнения поступательных и качательных плоскопараллельных колебаний жесткого сооружения на податливом основании, явно учитывающие воздействие силы тяжести. Предлагается ввести указанные уравнения в нормы по сейсмостойкому строительству и на их основе анализировать вопросы устойчивости положения и колебаний сооружений.

Ключевые слова: строительные нормы, развитие норм, сейсмические воздействия, аварийные ситуации, аварийные нагрузки, особые нагрузки, механическая безопасность, резонанс, острый резонанс

Для цитирования: Востров В.К. Вопросы критики и дальнейшего развития национальной нормативной базы по расчету сооружений на сейсмические воздействия // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений.* 2024. № 1. С. 65–89
DOI: [10.37153/2618-9283-2024-1-65-89](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-65-89)

@Vostrov V.K., 2024

There is an opinion

On the issues of criticism and further development of the national regulatory framework for the calculation of structures for seismic impacts

Vladimir K. Vostrov¹

¹Dr. Sci. (Eng.). Moscow. Russian Federation

Abstract: A scientific analysis of the provisions of the studies [1–4] devoted to the critical analysis of the state of regulatory documentation on the calculation of structures for earthquakes has been carried out. In these works, it is argued that the developers of domestic standards made a serious methodological mistake when dynamic coefficients, rather than reaction spectra, were used when setting the initial seismic information. It is believed that in foreign norms, as well as in the monographs of famous foreign scientists, the ground parts of structures during earthquakes are not affected by any external forces. This incompleteness of representations is present in the equation of horizontal vibrations in translated and domestic works and monographs, but in them, unlike the analyzed works, it is not stated that during earthquakes the ground parts of structures are not affected by any external forces. The reasons for the inadequacy of mathematical models of the interaction of foundations and structures are revealed and the equations of translational and rocking plane-parallel vibrations of a rigid structure on a pliable base are given, clearly taking into account the effect of gravity.

Keywords: building codes, development of norms, seismic impacts, emergency situations, emergency loads, special loads, mechanical safety, resonance, acute resonance

For citation: Vostrov V.K. On the issues of criticism and further development of the national regulatory framework for the calculation of structures for seismic impacts. *Earthquake engineering. Constructions safety*. 2024, no. 1, pp. 65–89

DOI: [10.37153/2618-9283-2024-1-65-89](https://doi.org/10.37153/2618-9283-2024-1-65-89)

Введение

В последние годы появился ряд публикаций, например [1–4], посвященных критическому анализу состояния нормативной документации по расчету сооружений на землетрясения, где утверждается, что разработчиками норм СССР и РФ была допущена серьезная методическая ошибка, когда при задании исходной сейсмической информации использованы динамические коэффициенты, а не спектры реакций (ответов).

Более того, в работе [3] отмечается важный факт, который упоминается в зарубежных нормах по расчету сооружений на землетрясения технически развитых стран, а также в монографиях известных зарубежных ученых. При землетрясениях наземные части сооружений не подвержены воздействиям никаких внешних сил. Внутренние напряжения и деформации в элементах сооружений создаются исключительно благодаря динамическим реакциям на движения их оснований.

Из этого утверждения непосредственно следует, что в нормах технически развитых стран и в монографиях известных зарубежных ученых отменено действие силы тяжести, которая в совокупности с кинематическими воздействиями от ускорения оснований формирует внутренние напряжения и деформации в элементах сооружений и основаниях этих сооружений.

Фазовое пространство и классические уравнения колебаний сооружений при сейсмических воздействиях

Классическое дифференциальное уравнение горизонтальных движений сооружения под действием горизонтального сейсмического ускорения \ddot{u}_g используемое в работах [1–4], записывается в виде $\ddot{u} + c \dot{u} + kx = -\ddot{u}_g$ и после деления на массу сооружения приводится к каноническому виду:

$$\ddot{u} + 2n \dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_g, \quad n = \xi \omega, \quad (1)$$

где ω – собственная круговая частота $\omega = \sqrt{k/m}$, ξ – безразмерный коэффициент демпфирования, $\xi = c/(2m\omega)$, k – коэффициент жесткости основания в горизонтальном направлении, c – коэффициент демпфирования, u – относительное горизонтальное смещение сооружения.

Чтобы отыскать состояние равновесия сооружения [5, 6], требуется переписать уравнение собственных горизонтальных колебаний в фазовых переменных u и \dot{u} , т.е. в виде двух уравнений $\dot{u} = v$, $\dot{v} = -(2\xi\omega v + \omega^2 u)$. Тогда нужно найти те точки фазовой плоскости, где фазовая скорость равна нулю, т.е. для которых $\dot{u} = \dot{v} = 0$. Это решение будет единственным и представляет собой начало координат $u = v = 0$. Эта точка фазовой плоскости будет особой точкой дифференциального уравнения первого порядка, определяющего интегральные кривые на фазовой плоскости

$$d/dt = -(2\xi\omega v + \omega^2 u)/v$$

и в этом смысле состояние равновесия $u = v = 0$ представляет собой особую точку семейства интегральных кривых на фазовой плоскости.

Непосредственно проверяется, что характеристическое уравнение однородного дифференциального уравнения (1) записывается в виде $s^2 + 2\xi\omega s + \omega^2 = 0$. Это уравнение имеет два комплексно-сопряженных корня $s_{1,2} = -\xi\omega \pm i\omega_1$ если $|\xi| < 1$, где ω_1 – круговая частота с учетом затухания, $\omega_1 = \omega\sqrt{1-\xi^2} = \sqrt{\omega^2 - n^2}$. Следовательно [5, 6] фазовая плоскость уравнения (1) представляет собой фокус, если $\xi \neq 1$ или центр если $\xi = 1$. При этом при $\xi \neq 1$ каждая фазовая траектория оказывается логарифмической спиралью. Если $\xi > 1$, то точка фазовой плоскости при возрастании времени асимптотически приближается к состоянию равновесия, описывая логарифмическую спираль. Это устойчивый фокус. Если $\xi < 1$, то точка уходит от состояния равновесия в бесконечность и имеется неустойчивый фокус. В случае если $\xi = 1$, то каждая фазовая траектория, кроме положения равновесия $(0, 0)$ замкнута, и имеется так называемый центр.

В работе [2] к ошибочным положениям и недостаткам актуализированных российских норм относится отсутствие оценки взаимодействия сооружений с грунтом при сейсмических воздействиях. Действительно, в работе [1] утверждается, что для построения спектров ответа необходимо решить дифференциальное уравнение (1), которое описывает относительные колебания системы с одной степенью свободы на заданное вертикальное или горизонтальное колебание основания. Если для горизонтальных сейсмических воздействий деформируемое (податливое) в горизонтальном направлении основание (с помощью коэффициента жесткости k_x) и недеформируемое (неподатливое) для вертикальных или качательных колебаний уравнение (1) не содержит явно постоянно действующей силы тяжести, то в отношении вертикальных колебаний сооружения требуются уточнения.

Простейшая механическая система идеальных колебаний сооружения в вертикальном направлении, соответствующая схеме на рис. 3 работы [3], при воздействии вертикального сейсмического ускорения \ddot{u}_v , описывается уравнением, явно содержащим силу тяжести $\ddot{u}_v + 2n_v \dot{u}_v + \omega_v^2 u_v = -(g + \ddot{u}_v)$, здесь $\omega_v^2 = k_y/m$, где k_y – коэффициент жесткости основания в вертикальном направлении, n_v – относительное

вертикальное смещение. Вводя, теперь, смещение относительно состояния равновесия формулой $v = u + u_r$ где u_r – постоянное смещение под действием только веса сооружения, $u_r = -g/\omega^2$, из этого уравнения получаем, для относительного смещения v , уравнение, совпадающее с уравнением (1) с заменой горизонтальных сейсмических воздействий на вертикальные. Следовательно, состояние равновесия $v = u_r$ ($= -g/\omega^2$), $v = 0$ представляет собой особую точку семейства интегральных кривых на фазовой плоскости и все движения сооружения происходят относительно состояния равновесия, что не отмечено в работах [1, 3, 4]. В итоге, утверждение в работе [2] о том, что отсутствует оценка взаимодействия сооружения с грунтом при сейсмических воздействиях, отнесенная к ошибочным положениям и недостаткам актуализированных российских норм, уже становится бессмысленным.

Избирательная деформируемость основания в учете взаимодействия сооружения с основанием при выводе классических уравнений горизонтальных и вертикальных колебаний не позволяет возникнуть качательным колебаниям сооружения при только горизонтальных или только вертикальных сейсмических воздействиях и является существенным недостатком математического моделирования процессов колебаний сооружений на полностью деформируемом основании, когда его жесткости при горизонтальных и вертикальных поступательных перемещениях равны k_x , k_y а при повороте – k_ϕ .

Для обсуждения еще одной, но самой существенной ошибки в работах [1–4], приведем полностью цитату из работы [3]: «При сейсмическом воздействии системы подвержены кинематическому воздействию, которое характеризуется функцией горизонтального или вертикального ускорения основания \ddot{y}_g . Отметим очень важный факт, который упоминается в зарубежных нормах по расчету сооружений на землетрясения технически развитых стран, а также в монографиях известных зарубежных ученых (здесь приводится ссылка на монографию Chopra Anil K., изданную в 2007 г. объемом 876 с.). При землетрясениях наземные части сооружений не подвержены воздействиям никаких внешних сил. Внутренние напряжения и деформации в элементах сооружений создаются исключительно благодаря динамическим реакциям на движения их оснований».

В работе [3] не утверждается, что отмена действия силы тяжести связана с недостаточностью (неточностью) математических моделей самих землетрясений и сооружений, а напротив, считается, что если в уравнении колебаний сооружения явно отсутствует сила тяжести, то она не действует на сооружение. Это существенная ошибка в уравнении горизонтальных колебаний работ [1–4] и монографии Chopra Anil K. имеет место также в отечественных и переводных работах и монографиях, например [7–9], но в них не утверждается, что при землетрясениях наземные части сооружений не подвержены воздействиям никаких внешних сил.

Поступательные и качательные плоскопараллельные колебания жесткого здания на податливом основании

В случае опирания жесткого сооружения на податливое основание, оно учитывается в виде трех пружин, присоединенных к фундаментной плите [8]. Учет взаимодействия сооружений с основанием при сейсмических воздействиях (SSI) является обязательным при расчетах сооружений ядерных объектов. Вместе с тем, при расчетах гражданских сооружений такой учет является обязательным при использовании пространственной расчетно-динамической модели (РДМ) сооружения, при использовании консольной РДМ взаимодействие сооружения с основанием следует принимать в виде жесткого защемления [10–11].

Абсолютные координаты x_a, y_a центра тяжести отклоненного жесткого сооружения в неподвижной системе координат x, y находятся по формулам $x_a = x_c + x + h \cdot \sin \varphi$, $y_a = y_c + y + h \cdot \cos \varphi$, где x_c, y_c – смещения основания воздействующего на ось вращения, x, y – смещения оси вращения относительно основания, $x_1 = x_c + x$, $y_1 = y_c + y$ – результирующие смещения оси вращения, отсчитываемые от положения равновесия при отсутствии внешних сил и моментов, h – расстояние от оси вращения до центра тяжести сооружения.

На центр тяжести в направлениях координатных осей действуют силы инерции $-\ddot{x}_a, -\ddot{y}_a$ и постоянно действующий вес сооружения $-g$, а на ось вращения при смещениях на величины x, y действуют упругие силы сопротивления $X_s = -K_x \cdot x$, $Y_s = -K_y \cdot y$, а также демпфирующие силы $-2n_x \cdot \dot{x}$, $-2n_y \cdot \dot{y}$, где n_x, n_y – соответствующие коэффициенты затухания.

Складывая действующие силы в направлениях координатных осей с учетом того, что при плоскопараллельном движении центр тяжести движется так же, как если бы вся масса была сосредоточена в нем и на эту массу действовали бы внешние силы [12], получаем уравнения движения:

$$\ddot{x}_a + 2m \cdot n_x \cdot \dot{x} + k_x \cdot x = -\ddot{x}_c - \ddot{y}_c \cdot \tan \varphi, \quad \ddot{y}_a + 2m \cdot n_y \cdot \dot{y} + k_y \cdot y = -\ddot{y}_c - \ddot{x}_c \cdot \cot \varphi - g,$$

Из этих уравнений следуют двумерные уравнения горизонтальных и вертикальных колебаний с затуханием, записанные для относительных смещений x, y с учетом угла наклона φ :

$$\ddot{x} + h \ddot{\varphi} \cos \varphi - h \dot{\varphi}^2 \sin \varphi + 2n_x \dot{x} + \sigma^2 x = -\ddot{x}_c, \quad \ddot{y} + h \ddot{\varphi} \sin \varphi - h \dot{\varphi}^2 \cos \varphi + 2n_y \dot{y} + \kappa^2 y = -(g - \ddot{y}_c), \quad (2)$$

где $\sigma^2 = k_x/m$, $\kappa^2 = k_y/m$.

В то же самое время сооружение вращается вокруг оси, проходящей через движущийся центр, точно так же, как если бы через него проходила неподвижная ось. Отсюда следует, что уравнение относительно угла поворота сооружения записывается в виде $J_c \cdot \ddot{\varphi} = -M_q$, в котором J_c – центральный момент инерции сооружения, M_q – момент всех сил относительно центральной оси вращения с учетом момента от упругого сопротивления повороту со стороны основания. Следовательно, третье уравнение, с учетом коэффициента затухания колебаний n_φ , запишется в виде:

$$J_a \ddot{\varphi} + 2n_\varphi J_a \dot{\varphi} + k_\varphi \cdot \varphi - gh \cdot \sin \varphi = h \cdot (\ddot{x}_c \cos \varphi - \ddot{y}_c \sin \varphi) - h \cdot (\ddot{x}_c \cos \varphi - \ddot{y}_c \sin \varphi) = 0 \quad (3)$$

в котором J_a – момент инерции сооружения относительно оси вращения, $J_a = J_c + mh^2$. При малых углах φ это уравнение принимает вид линейного параметрического уравнения

$$J_a \ddot{\varphi} + 2n_\varphi J_a \dot{\varphi} + D_y(t) \cdot \varphi = -h \cdot (\ddot{x}_c \cos \varphi - \ddot{y}_c \sin \varphi), \quad D_y(t) = k_\varphi - h(g - \ddot{y}_c).$$

Из него при отсутствии взаимодействия с основанием ($\ddot{x}_c = \ddot{y}_c = 0$), и осью вращения жестко скрепленной с движущимся жестким основанием следует линейное неоднородное параметрическое уравнение линеаризованных угловых колебаний перевернутого физического маятника

$$J_a \ddot{\varphi} + 2n_\varphi J_a \dot{\varphi} + D \cdot \varphi = -h \cdot \ddot{x}_c, \quad D = k_\varphi - h(g - \ddot{y}_c)$$

При наличии только горизонтальных ускорений \ddot{x}_c и отсутствии вертикальных ускорений это уравнение приобретает вид линейного непараметрического уравнения угловых колебаний

$$J_a \ddot{\varphi} + 2n_\varphi J_a \dot{\varphi} + k_g \cdot \varphi = -h \cdot \ddot{x}_c, \quad k_g = k_\varphi - gh, \quad (4)$$

учитывающего момент от силы тяжести, действующей на тело. Указанное уравнение при $n_\varphi = \ddot{x}_c = 0$ превращается в непараметрическое уравнение, приведенное в монографиях Я.Г. Пановко, например [13], для собственных колебаний обращенного математического маятника, когда $h=1$, $J_c=0$, $J_a=ml^2$, где l —длина стержня с массой m , сосредоточенной в его конце. В ней отмечается, что при $n_\varphi = g/h$ частота колебаний маятника обращается в нуль, т.е. система становится неустойчивой и статически действующий критический вес $P = g/h$ определяется формулой $P_{кр} = k_\varphi/l$.

Необходимо отметить, что линейное уравнение угловых колебаний имеет место при отсутствии отрыва фундамента сооружения от грунта и отличается от уравнения колебаний теплообменника на упругой опорной конструкции, сопротивляющейся повороту и вызванных горизонтальными сейсмическими воздействиями, приведенного в монографии [8]. Отличие наблюдается во втором слагаемом левой части, где в [8] вместо разности моментов $k_\varphi - g/h$ стоит только момент k_φ .

Здесь следует также отметить, что в уравнениях (10)–(12) работы [14], записанных для обращенного физического маятника, допущена описка. В них вместо момента инерции $J_0 = mh^2$ должен стоять определенный выше момент инерции J_a физического маятника относительно оси вращения.

Следует также отметить, что при условии $h=0$ уравнения (2) превращаются в классические уравнения колебаний вертикального сооружения в горизонтальном и вертикальном направлениях под воздействием соответствующих сейсмических ускорений:

$$\ddot{x} + 2n_x \cdot \sigma^2 \cdot x = -\ddot{x}_c, \quad \ddot{y} + 2n_y \cdot \kappa^2 y = -(g/\kappa^2) \ddot{y}_c \quad (5)$$

При этом уравнение качательных колебаний (4) превращается в однородное уравнение $J_a \ddot{\varphi} + 2n_\varphi J_a \dot{\varphi} + k_\varphi \varphi = 0$, которое при нулевых начальных условиях для угла поворота допускает тривиальное решение $\varphi = 0$. Следовательно, уравнения (2) приводятся к классическим уравнениям (5) если высота центра тяжести сооружения нулевая ($h=0$) и начальные условия для угла поворота также нулевые. Это условие в виде нулевой высоты центра тяжести сооружения принимается в литературе при выводе уравнений движения, например [7–9] и повторяется в критически ориентированных работах [1–4]. При нарушении любого из этих условий в дополнение к горизонтальным и вертикальным колебаниям возникают качательные колебания.

Система нелинейных дифференциальных уравнений (2)–(3) имеет различные решения при различных вариантах, таких как воздействие только вертикальных или только горизонтальных сейсмических ускорений.

Жесткое здание на податливом основании имеет состояние равновесия, определяемое из уравнений (2)–(3) при отсутствии сейсмических воздействий. Состояние равновесия определяется нулевыми горизонтальными смещениями и нулевым углом поворота, а также статическим вертикальным смещением сооружения под действием силы тяжести, т.е. $x = \varphi = 0$, $y = -g/\kappa^2$. Это означает, что при начальных условиях

$$x(0) = 0, \quad \varphi(0) = \dot{\varphi}(0) = 0, \quad y(0) = -g/\kappa^2, \quad \dot{y}(0) = 0$$

собственные нелинейные колебания сооружения при $\ddot{x}_c = \ddot{y}_c = 0$ не возбуждаются и сооружение сохраняет состояние равновесия. При отклонении начальных условий от приведенных значений возбуждаются как собственные нелинейные колебания, так и колебания при наличии сейсмических воздействий.

При отсутствии горизонтальных сейсмических воздействий ($\ddot{x}_c = 0$) система (2)–(3) имеет частное решение – невозмущенное движение $x = \varphi = 0$ для горизонтальных и качательных колебаний и решение $y(t)$ второго уравнения вертикальных колебаний (5), следующего из (3) при $\varphi = 0$. То есть, при только вертикальных сейсмических

воздействиях \ddot{y}_c и начальных условиях, соответствующих состоянию равновесия $x=\varphi=$, $y=-g/k^2$ сооружение в нелинейной постановке совершает вертикальные непараметрические колебания без поворота (подпрыгивание с учетом веса сооружения и ускорения \ddot{y}_c), реализуемость (устойчивость) которых требуется исследовать.

Основной задачей здесь, наряду с определением устойчивости состояния равновесия, предписанного нормами [1–11], является задача определения динамической устойчивости (реализуемости) чисто вертикальных колебаний сооружения, которые в теории устойчивости носят название невозмущенных движений [15], в отличие от других движений, носящих название возмущенных.

В другом частном случае отсутствия вертикальных ускорений $\ddot{y}_c=0$, горизонтальные, вертикальные и качательные колебания в нелинейном случае описываются уравнениями (2)–(3) которые существенно зависят от результирующего горизонтального ускорения и силы тяжести. В данном случае существование простого невозмущенного движения не так очевидно, как в предыдущем случае, и оно определяется начальными условиями, когда происходят вертикальные, горизонтальные и качательные колебания даже в случае отсутствия начального отклонения сооружения от вертикали.

При неограниченной жесткости основания в горизонтальном направлении ($x=\infty$) и отсутствии вертикальных сейсмических ускорений ($\ddot{y}_c=$) из первого уравнения (2) следует $x=$ и при малых φ из (2) и (3) следуют уравнения вертикальных и качательных колебаний:

$$\ddot{y} - 2n_y \cdot \dot{y} - k^2 \cdot y = -g, \quad J_a \ddot{\varphi} + 2n_\varphi J_a \dot{\varphi} + k_g \cdot \varphi = -h \cdot \ddot{x}_c,$$

первое из которых при начальных условиях $y(0)=-g/k^2$, $\dot{y}(0)=$ имеет постоянное решение $y(t)=-g/k^2$, соответствующее статическому смещению под действием силы тяжести сооружения. Второе уравнение совпадает с уравнением (4) качательных колебаний сооружения, следующим из (3) при $\ddot{y}_c=\ddot{y}=\ddot{x}_c=$ и только горизонтальных сейсмических воздействиях. И здесь основной является задача определения устойчивости качательных колебаний сооружения, которые совместно с приближенным решением $x=$, $\varphi=\varphi(t)$, $y(t)=-g/k^2$ представляют собой возмущенное движение.

Динамические коэффициенты и спектры реакций (ответов) сооружения на сейсмические воздействия

Несмотря на утверждения авторов работ [1–2] о том, что в российских учебниках и пособиях по динамике сооружений, а также в курсах лекций о концепции спектров ответов даже не упоминается, указанная концепция достаточно полно представлена в монографиях С.В. Полякова [7] и А.Н. Бирбраера [8] в разделах, относящихся к спектральным методам определения сейсмических нагрузок и спектрах отклика. Первое издание монографии [7] было опубликовано в 1969 г., а второе издание – в 1983 г. Монография [8] была издана в 1998 г. и предназначена, как и [7] для инженерно-технических и научных работников, а также для студентов, аспирантов и преподавателей строительных специальностей, работающих в области сейсмостойкости. Кроме того, в 198 г. были изданы переводные монографии [9, 16], где также были представлены концепции спектров максимальных реакций (откликов) конструкций на сейсмические воздействия. Также в 2018 г. издана монография А.Г. Тяпина [17], посвященная выходу в свет новой редакции американского Стандарта ASCE4-16, который призван заменить прежний Стандарт ASCE4-98 по которому рассчитывались на сейсмические воздействия многие объекты атомной отрасли.

Определение коэффициента динамичности в нормах дается только в изменении

№ 1 к СП 14.1333.21.8 [11], утвержденном и введенном в действие приказом №886/пр Минстроя России от 26 декабря 2019 г. Дата введения: 2020-06-21. Но, следует отметить, что определение коэффициента динамичности, его максимальная величина, связь с логарифмическим декрементом колебаний и другие свойства, приведены в монографии С.В. Полякова [7], повторяющие его определение из монографии С.П. Тимошенко [18], где излагаются основы общей теории колебаний, изданной в 1967 г.

Коэффициент динамичности определяется в [18] из частного решения

$$u_1 = A \cdot \sin(\theta t - \alpha) \quad (6)$$

уравнения (1) в котором в качестве ускорения \ddot{u}_g принимается гармоническое колебание $\ddot{u}_g = -A_m \cdot \sin \theta t$ и оно превращается в уравнение

$$\ddot{u} + 2n \dot{u} + \omega^2 u = A_m \cdot \sin \theta t, \quad (7)$$

где A_m представляет собой пиковое ускорение грунта.

Амплитуда колебаний A и фаза α частного решения u_1 неоднородного уравнения (7) находятся по формулам:

$$A = A_m / \Delta_1, \Delta_1 = ((\omega^2 - \theta^2)^2 + 4n^2 \theta^2)^{1/2}, \operatorname{tg} \alpha = 2n\theta / (\omega^2 - \theta^2), \quad (8)$$

приведенным в монографии [18]. Далее вводится величина $u_{ст}$ относительного смещения сооружения, вызываемого статически действующим максимальным ускорением A_m . Подставляя постоянную величину A_m в правую часть уравнения (7), получаем статическую величину перемещения $u_{ст} = A_m / \omega^2$. Вынося теперь ω^2 из под знака корня и вводя обозначение $z = \theta / \omega$, получаем $A = u_{ст} \cdot k_d$, где k_d – коэффициент динамичности, равный $k_d = ((1 - z^2)^2 + 4n^2 z^2 / \omega^2)^{-1/2}$.

Это значит, что коэффициент динамичности определяет усиление (реакцию, отклик) колебаний сооружения, если акселерограмму горизонтальных сейсмических ускорений аппроксимировать гармоническим колебанием и рассматривать только вынужденные колебания, когда свободные колебания сооружения, определяемые решением однородного уравнения (7), уже затухнут.

Экстремальные значения относительных смещений (6) определяются для моментов времени, для которых $\sin(\theta t - \alpha) = \pm 1$, т.е. для $\theta t_k - \alpha = \pi / 2 + k\pi, k = 0, 1, 2, \dots$ и равны $u_1 = \pm A$. При этом для четных получаются положительные максимальные смещения $u_1 = u_{ст} \cdot k_d$, а для нечетных – отрицательные минимальные смещения $u_1 = -u_{ст} \cdot k_d$. Спектр ответа смещений вынужденных колебаний (6) равен A и вычисляется по вышеприведенной формуле $A = u_{ст} \cdot k_d$. Спектр ответа абсолютных ускорений \ddot{u} сооружения при малых коэффициентах затухания находится по формуле $\ddot{u} = A \cdot \omega^2$ и равен $\ddot{u} = A_m \cdot k_d$.

В итоге, спектр ответа абсолютных ускорений сооружения – это множитель, показывающий, во сколько раз реакция на динамическое воздействие превышает реакцию на статическое воздействие, которое в отличие от утверждения в работе [3] всегда существует и равно пиковому ускорению грунта A_m , при аппроксимации горизонтальных колебаний основания гармоническим ускорением $\ddot{u}_g = -A_m \cdot \sin \theta t$.

Когда $\theta \rightarrow \omega$ коэффициент динамичности быстро возрастает и его величина становится чувствительной к изменению коэффициента демпфирования, особенно если он мал. Максимум k_d достигается при значении параметра z , которое несколько меньше 1, т.е., при $z^2 = 1 - 2n^2 / \omega^2$ и равен $\max k_d = \omega^2 / (2n\omega_1)$, при этом $A_{\max} = A_m / (2n\omega_1)$. Так как n обычно весьма мало по сравнению с ω ($\xi \ll 1$), то чаще всего для вычисления максимальных амплитуд принимается совпадение частот $\theta = \omega$ ($z = 1$). В этом случае

величина A принимает вид $A_{\max} \approx c_{\text{ст}} \omega / (2n)$ и спектр ответа смещений равен $A_{\max} = A_m / (2n\omega)$.

Для корректного вычисления спектра максимальных реакций сооружения при гармоническом воздействии, в соответствии с его определением, требуется привести общее решение уравнения (7) при $t > 0$, соответствующее нулевым начальным условиям $(\dot{u}) = (u) = 0$ при $t = 0$. Это решение приведено в монографиях [7, 18] и получено позднее в статье [19] в общем виде с помощью преобразования Лапласа, в том числе, для более общего затухающего воздействия

$$\ddot{u}_g = -A_0 \cdot \exp(-\beta t) \cdot \sin \theta t, \quad (9)$$

в котором β – показатель затухания колебаний основания, использованного И.Л. Корчинским [7] при анализе системы с одной степенью свободы при разных величинах круговой частоты θ .

Общее решение уравнения (7) при нулевых начальных условиях определено в [18] и имеет вид:

$$u(t) = A[\exp(-nt)(C_1 \cdot \cos(\omega_1 t) + C_2 \cdot \sin(\omega_1 t)) + \sin(\theta t - \alpha)], \quad (10)$$

где $C_1 = \sin \alpha$, $C_2 = (n \cdot \sin \alpha - \theta \cdot \cos \alpha) / \omega_1$, а параметр A находится по формуле (8). При больших t это решение стремится к асимптотическому решению:

$$u(t) = -A_m \cdot [2\theta n \cdot \cos \theta t - (\omega^2 - \theta^2) \cdot \sin \theta t] / \Delta_1, \quad (11)$$

которое совпадает с частным решением (6), представляющим собой вынужденные колебания осциллятора.

В общем случае колебания (11) подразделяются на резонансные колебания – когда $\theta = \omega_1$, околорезонансные колебания – когда частоты θ и ω_1 близки между собою, и колебания вдали от резонанса. Для случая малого затухания и вдали от резонанса фазовый угол α мал и можно принять $C_1 = 1$, $C_2 = -\theta / \omega_1$, тогда движение при $t \geq 0$ представится приближенным выражением:

$$u(t) = A[\sin \theta t - (\theta / \omega_1) \cdot \exp(-nt) \cdot \sin(\omega_1 t)] \quad (12)$$

То есть на установившиеся вынужденные колебания с амплитудой A и угловой частотой θ накладываются свободные колебания с частотой ω_1 и постепенно убывающей амплитудой. Если частоты θ и ω_1 близки друг другу, то возникает явление биений, но вследствие затухания эти биения постепенно исчезнут и останутся только установившиеся вынужденные колебания.

Если частота θ равна ω_1 и $n > 0$, то возникает явление резонанса и решение (11) принимает вид:

$$\theta = \omega_1: \quad u(t) = A_m n [2\omega_1 ((\exp(-nt) - 1) \cdot \cos \omega_1 t + n(\exp(-nt) + 1) \cdot \sin \omega_1 t) / \Delta_0^2] \quad (13)$$

где $\Delta_0 = n(4\omega^2 - 3n^2)^{1/2}$. Переходя к пределу при $n \rightarrow 0$ в формуле (13) получим резонансное недемпфированное колебание, приведенное в монографии [7]

$$u(t) = u_{\text{ст}} \cdot (\sin t - t \cdot \cos t) / 2, \quad (14)$$

где t – безразмерное время, $t = \omega t$.

Следуя строго определению спектра ответов по перемещениям, следует определить экстремальные значения перемещений (13) для случая резонанса. В данном случае резонансных перемещений (13) и асимптотических перемещений (11) при малых n непосредственно видно, что спектр ответа по перемещениям определяется

асимптотическим решением (11). То есть, собственные колебания в начальной стадии землетрясения не оказывают существенного влияния при определении величин смещений, и принятое предположение о том, что колебания будут максимальными, когда собственные колебания затухнут, оказывается оправданным.

В монографии [7] утверждается, что большую роль в развитии динамического метода расчета сыграли работы И.Л. Корчинского, в частности, для его применения в практике инженерных расчетов сейсмостойкости сооружений. На основе анализа сейсмограмм некоторых слабых землетрясений им предложено записывать сейсмические колебания грунта при $t \geq$ в виде суммы затухающих синусоид:

$$\ddot{u}_g(t) = \eta(t) \cdot \sum A_k \cdot \exp(-\beta_k t) \cdot \sin(\theta_k t + \lambda_k), \quad (15)$$

в которой суммирование производится по всем k в пределах от 1 до K , $\eta(t)$ – единичная функция Хевисайда, A_k , β_k , θ_k , λ_k представляют собой независимые параметры, определяемые, как правило, с помощью инструментальных записей колебаний основания.

Однако, в дальнейших выводах он использовал только одно слагаемое из этой суммы при отсутствии сдвига фазы т.е. при $\lambda_1 = 0$ и $\theta_1 = \theta$, $\beta_1 = \beta$ и анализировал решение уравнения (1) при затухающем сейсмическом воздействии (9) где $A_0 = A_m$ т.е. решение уравнения

$$\ddot{u} + 2n\dot{u} + \omega^2 u = A_m \cdot \exp(-\beta t) \cdot \sin \theta t, \quad t > 0 \quad (16)$$

при различных величинах круговой частоты θ и нулевых начальных условиях.

В статье [19] приведено решение уравнения (16) в общем виде с применением преобразования Лапласа. Указанное решение при ненулевых начальных условиях $u(0) = u_0$, $\dot{u}(0) = \dot{u}_0$ имеет вид $u(t) = u_0(t) + u_1(t)$ в котором

$$u_0(t) = \exp(-nt) \cdot (u_0 \cdot (\omega_1 \cos \omega_1 t + n \cdot \sin \omega_1 t) - \dot{u}_0 \cdot \sin \omega_1 t) / \omega_1$$

свободные колебания, порождаемые ненулевыми начальными условиями;

$$u_1(t) = A_\theta \cdot [\exp(-\beta t) \cdot \cos \theta t - \exp(-nt) \cdot \cos \omega_1 t] + ((-\beta A_\theta) / \theta) \cdot \exp(-\beta t) \cdot \sin \theta t + ((v + n A_\theta) / \omega_1) \cdot \exp(-nt) \cdot \sin \omega_1 t \quad (17)$$

$$A_\theta = 2A_m \theta (n - \beta) / \Delta, \quad v = -A_m \theta [\omega^2 - \gamma^2 - 4\beta(n - \beta)] / \Delta, \quad \Delta = 4(n - \beta)(\beta \omega^2 - n \gamma^2) - (\omega^2 - \gamma^2)^2$$

$$\gamma^2 = \theta^2 + \beta^2, \quad \Delta = 4(n - \beta)(\beta \omega^2 - n \gamma^2) - (\omega^2 - \gamma^2)^2$$

вынужденные колебания с нулевыми начальными условиями.

В случае совпадения частот при $\theta = \omega_1$ и $\beta \neq n$ для $u_1(t)$, получается решение

$$u_1(t) = A_\theta \cdot [\exp(-\beta t) - \exp(-nt)] \cdot \cos \omega_1 t + [(-\beta A_\theta) / \omega_1] \cdot \exp(-\beta t) + ((v + n A_\theta) / \omega_1) \cdot \exp(-nt)] \cdot \sin \omega_1 t \quad (18)$$

в котором

$$\gamma^2 = \omega_1^2 + \beta^2, \quad v = -A_1 \omega_1 [n^2 - \beta^2 - 4\beta(n - \beta)] / \Delta, \quad \Delta = 4(n - \beta)[(\beta - n)\omega^2 + n^2 - \beta^2] - (n^2 - \beta^2)^2$$

В рассмотренном ранее частном случае $\beta = n$ получаем

$$\gamma^2 = \theta^2, \Delta = -\Delta_1^2, A_\theta = -2A_1 n \theta / \Delta_1^2, u = A_1 \theta (\omega^2 - \theta^2) / \Delta_1^2, v = -A_1 \theta (\omega^2 - \theta^2 - 4n^2) / \Delta_1^2$$

и решение (18) принимает вид:

$$u_1(t) = A_1 \cdot [-2n\theta(\cos\theta t - \exp(-nt) \cdot \cos\omega_1 t) + (\omega^2 - \theta^2) \cdot \sin\theta t - (\theta(\omega^2 - \theta^2 - 2n^2)/\omega_1) \cdot \exp(-nt) \cdot \sin\omega_1 t] / \Delta_1^2 \quad (19)$$

Из него в случае совпадения частот $\theta = \omega_1$ следует решение (13), а при больших t это решение совпадает с асимптотическим решением (11).

В частном случае равенства коэффициентов затухания $\beta = n$ из (17) следует наиболее простое выражение для относительных смещений

$$u_1(t) = A_m \cdot \exp(-nt) \cdot (\sin\theta t - (\theta/\omega_1) \cdot \sin\omega_1 t) / (\omega_1^2 - \theta^2) \quad (20)$$

Следует отметить, что при $\theta \rightarrow \omega_1$ и $n >$ возникает резонанс колебаний и решение (20) принимает вид непериодических вынужденных затухающих колебаний

$$u_1(t) = -A_m \cdot \exp(-\tau/q) \cdot (\tau \cdot \cos t - \sin t) / (2\omega_1^2), \quad (21)$$

где τ – собственное безразмерное время, $\tau = \omega_1 t$, $q = \omega_1/n$. Это решение при отсутствии демпфирования ($n = 0$) совпадает с полученным выше решением (14), а для малых n $\omega_1^2 \approx \omega^2$, $\tau = \omega t$, $q = \omega/n$, и коэффициент A_m/ω_1^2 равен $u_{ст}$.

В случае ненулевых начальных условий $u_0 = 0$, $\dot{u}_0 = -A_m/(2\omega_1)$ решение $u(t)$ будет иметь вид

$$u(t) = -A_m \cdot \exp(-\tau/q) \cdot \tau \cdot \cos t / (2\omega_1^2), \quad (22)$$

т.е. полностью совпадает с первым слагаемым формулы (21) для смещений.

Вычисляя относительное смещение и абсолютное сейсмическое ускорение $\ddot{u}(t)$ для заданного ускорения основания $\ddot{u}_g(t)$ можно построить экстремумы смещений $s(T) = \max(u(t))$ и абсолютных ускорений $c(T) = \max(\ddot{u}(t))$ при $0 < t < \infty$, примеры которых приведены в монографии [7]. Кроме этого, по формуле $S_{\max} = \max |s(T)|$ можно найти спектр относительных смещений, а по формуле $C_{\max} = \max |c(T)|$ – величину максимального сейсмического ускорения, или спектр абсолютных ускорений в зависимости от периода T и коэффициента затухания n . Последнюю формулу, пользуясь для малых коэффициентов n выражением $\ddot{u} = -\omega^2 u$, можно записать в виде

$$m \cdot C_{\max} = k_c \cdot \beta_q \cdot Q \quad (23)$$

где k_c – относительная величина пикового ускорения грунта $k_c = A_m/g$, Q – вес сооружения $Q = mg$, β_q – коэффициент усиления колебаний $\beta_q = \omega^2 S_{\max}/A_m$.

По [7] для определения коэффициента β_q И.Л. Корчинский анализировал уравнение (16) при разных величинах θ , что позволило ему получить зависимость β_q от параметра $z = \theta/\omega$. В расчетах им принимался логарифмический декремент колебаний $\delta = 2\pi/q$ для системы равным 0.3, а для основания $\delta_0 = \beta \cdot T_0 \approx 0.1$, где T_0 – величины преобладающих периодов колебаний грунта при которых имели место их максимальные ускорения. Они оказались в пределах 0.25 - 0.75с или $\theta = 2\pi/T_0$ в пределах 8.4 – 25рад/с. Параметр β меняется при этом в пределах 0.13 – 0.4с⁻¹.

Ввиду того, что график для коэффициента усиления β_q напоминает график коэффициента динамичности, максимальные ординаты β_q были приняты равными

$0.6 \cdot \max k_d$ при одинаковых значениях параметра δ . Полагая параметр $\delta = .3$, получим $n = .48\omega$, $q = 2.94$, $\xi = .48$ и спектр ответа смещений для (6) равен $S_{\max} = (A_1/\omega^2) \cdot \max k_d$, т.е. $\beta_q = \max k_d$. Но, так как приближенный максимум k_d достигается при $z=1$, то $\max k_d = \omega/(2n)$ и следовательно, $S_{\max} = 1.42(A_1/\omega^2)$ и коэффициент усиления по (6) равен $\beta_q = 10.42$.

С другой стороны, в случае совпадения частот $\theta = \omega_1$ и $\beta \neq n$ относительные смещения находятся по формуле (18) и экстремальные смещения определяются моментами времени, для которых $\dot{u}(t) = 0$. Взяв производную по времени от смещения, получаем уравнение

$$\operatorname{tg} \omega_1 t = -(n - \beta) \omega_1 (\exp(-nt) - \exp(-\beta t)) / (U_1 \exp(-nt) - U_2 \exp(-\beta t)) \quad (24)$$

где $U_2 = 2\omega_1^2 - \beta n + \beta^2$, $U_1 = 2\omega_1^2 - \beta n + n^2$.

В частном случае $\beta = n$ правая часть уравнения, как и правая часть смещений (18), имеет неопределенность типа $0/0$, раскрывая которую из (24) получаем однопараметрическое уравнение

$$\operatorname{tg} \tau = \tau / (1 - q\tau) \quad (25)$$

При этом, относительные смещения сооружения в случае $\beta = n$ определяются формулой (21); экстремальные смещения определяются той же формулой, но на корнях уравнения (25).

Найдем экстремумы смещений и коэффициенты усиления колебаний для уравнения (16) при $n = .48\omega$, $q = 2.94$, и значении параметра β близкому к среднему значению из интервала $.13 - .4c^{-1}$, т.е. для $\beta = n$.

Для определения корней уравнения (25) в каждом из интервалов определения периодической функции $\operatorname{tg} \tau$ с использованием метода последовательных приближений получим для каждого неотрицательного τ итерационный процесс

$$\tau_{k+1} = \operatorname{arctg}(\psi(\tau_k)) + m\pi, \quad k=0, 1, 2, \dots, \quad (26)$$

где $\psi(\tau) = \tau / (1 - q\tau)$ в каждом из интервалов $(-\pi/2 - \pi, \pi/2 - \pi)$, начиная с $\tau = 0$ и зависящий от единственного параметра q . Правая часть уравнения (25) равна нулю при $\tau = 0$, имеет вертикальную асимптоту при $\tau = q^{-1}$; в интервале $0 < \tau < q^{-1}$ функция $\psi(\tau)$ монотонно неограниченно возрастает от нуля; при $\tau > q^{-1}$ из-за неограниченного разрыва эта функция, будучи отрицательной, монотонно возрастает от $-\infty$ стремясь при $\tau \rightarrow \infty$ к величине $-q^{-1}$.

Полагая здесь $q = 2.94$ найдем, что наименьший корень уравнения (25) $\tau_0 = 0$, а первый корень составляет $\tau_1 = 3.9$. Следующие за τ_1 корни τ_m ввиду большого значения параметра q определяются по формуле $\tau_{m+1} = \tau_m + \pi$, где $m = 1, 2, \dots$. Экстремальные значения u_k смещения (21) вычисленные для этих корней по формуле (25) с точностью до множителя A_m/ω_1^2 составляют:

$$u_0 = 0, u_1 = -1.35, u_2 = -2.33, u_3 = 3.01, u_4 = -3.45, u_5 = 3.71, u_6 = -3.83, u_7 = 3.85, u_8 = -3.79 \quad (27)$$

Таким образом, в итоге, относительные экстремальные смещения сооружения с четными номерами сначала убывают, достигая минимума $u_6 = -3.83 A_m/\omega_1^2$ при $\tau_6 = 18.80$, а потом начинают возрастать, оставаясь отрицательными. Смещения сооружения с нечетными номерами сначала возрастают, достигая максимума $u_7 = 3.85 A_m/\omega_1^2$ при $\tau_7 = 21.94$, а затем начинают убывать, оставаясь положительными. Это означает, что колебания сооружения в начальном периоде имеют один максимум и один минимум

смещений и абсолютных ускорений \ddot{u} и величина спектра смещений составляет $S_{\max}=3.85A_m/\omega_1^2$, а спектра ускорений, вычисленного по приближенной формуле $\ddot{u}=-\omega^2$, равна $C_{\max}=3.85A_m$.

Величина коэффициента усиления колебаний в данном случае равна $\beta_q=3.85$. Сопоставляя ее с величиной коэффициента $\beta_q=1.42$ по решению (6) получаем, что отношение коэффициента усиления при $\beta=p$ в уравнении (16) к коэффициенту усиления при $\beta=$ того же уравнения составляет величину .37 вместо величины .6, принятой в расчетах. Но, по [7], полученный таким образом график коэффициента усиления И.Л. Корчинский скорректировал, дополнительно введя к величинам β_q поправочный коэффициент .5, и поэтому в зоне параметра ω от 1 до 25 рад/с была принята одинаковой максимальная величина $\beta_q=3$ вместо величины $\beta_q=3.85$ полученной по расчетам спектра ускорений по формулам (21), (25).

В результате можно констатировать, что замена максимального значения коэффициента усиления β_q приближенной величиной .6 · max β_q послужила основой названия в первом (СН 8-57) и последующих вариантах строительных норм в сейсмических районах коэффициентом динамичности. Но, по сути, коэффициент динамичности является частным случаем коэффициента усиления, когда в формуле (9) принятой для описания колебаний основания параметр затухания $\beta=$, вследствие чего название общего явления его частным вариантом, на наш взгляд, некорректно.

Отсюда непосредственно следует, что в разделе энциклопедии «Сейсмостойкость», написанном Я.М. Айзенбергом и процитированном в работе [3], коэффициент динамичности правомерно входит вместо коэффициента усиления колебаний в следующее выражение «В середине 50-х годов XX века в нормах б. СССР и США вместо ускорений грунта при определении инерционных сейсмических сил стали учитывать ускорения точек сооружения равные произведению расчетных ускорений грунта на коэффициент динамичности...». Это именно тот коэффициент, который рекомендуется в СП использовать для расчета сооружений на сейсмостойкость, и равный части коэффициента усиления при аппроксимации горизонтальных колебаний грунта простейшим видом затухающих ускорений типа (9).

Здесь можно сомневаться только в том, что принятая формула (9) удовлетворительно аппроксимирует всевозможные варианты колебаний основания и можно уточнять описание (15) для построения спектров ответа при пересмотре норм, в том числе с учетом взаимодействия сооружения с основанием.

Ошибочность обоснования определения коэффициента динамичности

В работе [3] приводится так называемое «доказательство ошибочности обоснования определения коэффициента динамичности», которое используется в различных российских научных источниках. Утверждается, что для сейсмического воздействия не существует такого статического воздействия, которое надо умножать на коэффициент динамичности. Только для одномассовых систем можно было бы понимать под «коэффициентом динамичности» отношение реакции системы к реакции аналогичной системы с бесконечной жесткостью (нулевым периодом колебаний).

Здесь имеется в виду случай $T \rightarrow$ хорошо известный в литературе, например [8, 9,16], приводящий к понятию пикового ускорения грунта A_m , которое еще носит название ускорения нулевого периода (**унп**). В этом случае собственная частота осциллятора $\omega \rightarrow \infty$ и из уравнения (2) следует, что относительные смещения, как и относительные ускорения, равны нулю и закон колебаний его массы в точности повторяет колебания основания, а **унп** равно пиковому ускорению A_m .

Но всегда существует максимальное (пиковое) ускорение грунта, принимаемое в качестве статического воздействия, при определении смещения одномерного осциллятора (1) при $\ddot{y}_g = -A_m$ и равное $s_{ст} = A_m/\omega^2$. Сразу же заметим, что понятие коэффициента динамичности определено в литературе для гармонических осцилляторов, уже для затухающих колебаний типа (9) в монографии [7] употребляется термин спектр максимальных ускорений линейного осциллятора и достаточно полно представлена и использована концепция спектров ответа; в монографии [8] наряду с термином «коэффициент динамичности» употребляется термин «спектр ответа».

В изменении №1 к СП 14.13330.2018 [11] дано определение коэффициента динамичности как отношение максимального по модулю относительного динамического перемещения одномерного осциллятора к модулю статического перемещения. Даны разъяснения, что такое относительное динамическое перемещение и статическое перемещение; при этом под статическим перемещением понимается перемещение осциллятора на неподвижном основании от действия статической силы инерции, равной произведению массы осциллятора на величину пикового ускорения грунта. Такое определение статического перемещения полностью совпадает с приведенной выше формулой $s_{ст} = A_m/\omega^2$, если в нее подставить выражение для собственной круговой частоты $\omega^2 = k/m$. В результате получается выражение $s_{ст} = mA_m/k$, описанное в определении коэффициента динамичности изменения № 1, и рассуждения в работе [3] на стр. 108–109 об ошибочности обоснования определения коэффициента динамичности, которые используются в различных российских научных источниках, представляются некорректными.

Да, действительно, статическое нагружение при сейсмическом воздействии, как утверждают авторы [3], не существует, но существует и легко определяется постоянное смещение осциллятора $s_{ст} = A_m/\omega^2$ под действием пикового ускорения грунта A_m . И то и другое необходимо для приведения к безразмерному виду (нормирования) соответствующих аналоговых или цифровых записей ускорений грунта или синтезированных акселерограмм, а также уравнений колебаний (элементов) для проведения численных или аналитических расчетов сейсмостойкости сооружений.

В рамках аналитических исследований обезразмеривание проявляется автоматически, для этого достаточно посмотреть, например, на формулы (6), (8), (14), (21), (22). Для численных методов анализа вообще, и сейсмостойкости сооружений в частности, обезразмеривание является необходимым условием проведения расчетов.

Завершая рассуждения об ошибочности обоснования определения коэффициента динамичности, авторы работы [3] пишут «В российских нормативных документах и монографиях по сейсмостойкому строительству нет корректного определения коэффициента динамичности землетрясений, отсутствует методика построения этих коэффициентов. Определить коэффициент динамичности для землетрясений не нарушая законы динамики невозможно». С другой стороны, в работе [2], предшествующей работе [3], утверждается прямо противоположное «В российских нормах для оценки сейсмических воздействий используется понятие «спектральный коэффициент динамичности». В зарубежных нормах этот же коэффициент называется спектром реакций (отклика или ответа), что более соответствует физической сущности этого параметра». То есть, с одной стороны, определить коэффициент динамичности для землетрясений, не нарушая законы динамики, невозможно, а с другой стороны, этот коэффициент существует в зарубежных нормах и предлагается, как и в работе [1], вместо термина «спектральный коэффициент динамичности» использовать более правильный, отвечающий физической сущности термин «спектр максимальных реакций».

Ограничения коэффициента динамичности

Кроме непоследовательности и противоречия в возможности определения и названия коэффициента динамичности для землетрясений в работе [2] содержатся ошибочные положения, связанные с критикой норм в отношении кривых (зависимостей) для коэффициента динамичности. Авторы [2] утверждают, что в нормах содержится ошибочное ограничение, связанное с тем, что во всех случаях значения коэффициента динамичности β должны приниматься не менее $.8$ ($\beta > .8$), что не соответствует спектрам откликов реальных землетрясений и не позволяет выполнять расчеты большепролетных и сейсмоизолированных мостов, так как при увеличении периода колебаний перемещения должны будут стремиться к бесконечности. Несмотря на это, пишут авторы [2], пересмотреть данное ограничение авторы норм не решаются. Решили, но только в изменении № 1 к СП 14.1333 .2 18, где это ограничение снято.

Обоснование ошибочности этого ограничения в [2] строится на ошибочном же утверждении, что при $T \rightarrow \infty$ перемещения должны будут стремиться к бесконечности. Но, так как $\omega = 2\pi/T$, то круговая частота $\omega \rightarrow 0$ при $T \rightarrow \infty$ и из уравнения (1) следует, что при $\omega \rightarrow 0$ $\ddot{u} = \ddot{u}_g \rightarrow 0$ при всех $t \geq 0$, т.е. абсолютное ускорение \ddot{u} сооружения равно нулю при $T = \infty$. Интегрируя уравнение $\ddot{u} = 0$ с нулевыми начальными условиями, получаем $u + u_g = 0$, т.е. относительные смещения сооружения становятся прямо противоположными горизонтальным смещениям основания, определяемым сейсмограммой, но никак не равны бесконечности, как утверждается в работе [2].

Этот же вывод можно элементарно получить из выражения относительного смещения (t) через интеграл Дюамеля, так как он содержит под знаком интеграла неопределенность $\sin \omega_1(t-\tau)/\omega_1$ при $\omega_1 \rightarrow 0$. Раскрывая эту неопределенность и применяя интегрирование по частям, получим, с учетом нулевых начальных условий, требуемое выражение $(t) = -u_g(t)$ при $t \geq 0$.

Утверждение о том, что при $T \rightarrow \infty$ перемещения должны стремиться к бесконечности, представляет собой элементарную, но не единственную существенную ошибку, допущенную в работе [2] в критическом анализе состояния нормативной документации по расчету сооружений на землетрясения, тем более, что качественная формулировка полученного выше соотношения $(t) = -u_g(t)$ при $\omega_1 \rightarrow 0$ приведена в монографии [17], изданной в 2018 г.

Роль отечественных ученых в формировании концепции спектров ответов

В работе [4] авторы пишут, что введение разработчиками норм СССР и РФ вместо спектров ответов не имеющих физического смысла понятий «динамического коэффициента» практически исключило российских ученых из этих дискуссий и исследований и что была допущена серьезная методическая ошибка, когда при задании исходной сейсмической информации были использованы динамические коэффициенты, а не спектры реакций (ответов).

Но в монографии [7], как и в других работах ученых бывшего СССР и РФ, в том числе в [1–4], не упоминается работа [20] основоположника нелинейной механики разрушения М.Я. Леонова, вышедшая в 1974 г. В этой незамеченной основополагающей работе разработана методика определения экстремальных перемещений, а, следовательно, и спектров ответа как при упругих деформациях, так и деформациях за пределом упругости. В ней впервые введено понятие острого резонанса на основе недемпфированных колебаний жесткого сооружения, опирающегося на податливые в горизонтальном направлении опоры, основания которых расположены на общем фундаменте, т.е. нелинейного уравнения без демпфирования

$$m \cdot \ddot{u} + F(u) = -m \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (28)$$

Правую часть как линейного уравнения, так и нелинейного уравнения с учетом демпфирования можно рассматривать как некую сейсмическую силу, которая увеличивает кинетическую энергию колебаний сооружения тогда и только тогда, когда ее знак совпадает со знаком скорости. Динамический эффект является максимальным, когда сейсмическая сила является постоянной по модулю и меняет знак при максимальных значениях смещений опор. Такой случай назван в [2] острым резонансом. Из сказанного следует, что при остром резонансе $\ddot{u}_g(t) = -bg \cdot \text{sign}(\dot{u})$, где b – показатель балльности данного микрорайона. Постоянную b можно задавать, считая, что ожидаемое максимальное ускорение при возможном землетрясении равно $\max(\ddot{u}_g(t))$, т.е. $bg = A_m$, причем указанный максимум берется из известных акселерограмм. При этом, нелинейное относительно смещений уравнение (28) с учетом затухания колебаний записывается в виде

$$\ddot{u} + 2n \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot F(u) = A_m \cdot \text{sign}(\dot{u}), \quad (29)$$

а уравнение с линейной восстанавливающей силой, следующее из уравнения (29) – в виде

$$\ddot{u} + 2n \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot u = A_m \cdot \text{sign}(\dot{u}) \quad (30)$$

Это нелинейное относительно скорости колебаний уравнение описывает колебания сооружений, для которых возможен переход к автоколебаниям – стационарным периодическим решениям. То есть, динамическая система (30) с линейной восстанавливающей силой становится автоколебательной [21–22].

Работа [2] является существенным развитием концепции спектров ответов, отсутствующим в работах зарубежных исследователей и не вошедшей не только в зарубежные нормы по расчету сооружений на землетрясения технически развитых стран, но и в актуализируемые строительные нормы РФ, несмотря на предложения [21–22] в этом направлении.

Указанные выше сейсмические силы $\ddot{u}_g(t) = -A_m \cdot \text{sign}(\dot{u})$ вызывают более интенсивные колебания, чем действительные, вычисленные в том числе на основе баз инструментальных записей колебаний грунта, и содержащие информацию о более чем 5 тысячах землетрясений, которые произошли за последние 3 лет в различных точках земного шара, в том числе на территории РФ. Они могут быть интерпретированы как вызывающие наиболее сильные землетрясения, потенциально возможные на данной площадке, т.е. могут быть отнесены к модели воздействия при генерации сейсмических воздействий под сооружение. Более того, в соответствии с п.6 статьи 16 Федерального закона № 384-ФЗ [23] они являются аварийными сейсмическими воздействиями, вызывающими аварийную ситуацию, имеющую малую вероятность возникновения и небольшую продолжительность, но являющуюся важной с точки зрения последствий достижения предельных состояний, которые могут возникнуть при этой ситуации.

Уравнение (30) подробно исследовано в [21, 22] методом припасовывания и с применением рядов Фурье. Построено точное решение периодического процесса с периодом собственных колебаний $T = 2\pi/\omega_1$ и амплитудой $A_\omega = (A_m/\omega^2) \cdot \text{cth}(\pi n/2\omega_1)$, совпавшей с амплитудой стационарных колебаний, приведенной в монографии К. Магнуса [24].

Особый интерес представляет сопоставление амплитуды автоколебаний A_ω при остром резонансе с максимальным значением $A_{ax} = A_m/(2n\omega_1)$ амплитуды резонансной кривой, в том числе при малых значениях параметра затухания n путем введения коэффициента $h_u(n) = A_\omega/A_{ax}$. Указанный коэффициент равен $h_u = (2n/\omega) \cdot \text{cth}(\pi n\omega_1/2\omega^2)$ и

имеет неопределенность при $n \neq 1$, так как A_{ω} и A_{ax} неограничены при $n \rightarrow 1$. Раскрывая неопределенность и переходя к пределу при $n \rightarrow 1$, получаем коэффициент $h_u(\omega) = 4/\pi \approx 1.273$. Это значит, что амплитуда автоколебаний на частоте ω_1 превосходит приближенное резонансное значение амплитуды A во всем интервале коэффициента демпфирования n ($0 < n < 1$), но не более чем на величину 1.273 , и они равны в случае вырождения колебаний (перехода к аperiodическому движению при $\xi=1$).

Используя данные баз записей совместно с характеристиками, описывающими источники землетрясений, зная инженерно-геологические условия строительной площадки и владея методом построения спектров ответов для нерезонансных и резонансных колебаний, а также для колебаний в случае острого резонанса, можно рассчитывать индивидуальные спектры ответов, в том числе для особых и аварийных сейсмических воздействий, требуемых ГОСТ 27751-2 14 [25], СП 296.13258.2 17 [26] и Федеральным законом № 384-ФЗ [23].

Это указывает на то, что ученые бывшего СССР и РФ не только не были исключены из дискуссий и исследований по поводу развития концепции спектров реакций (ответов), но внесли существенный вклад за счет введения острого резонанса в формирование аварийных сейсмических воздействий, вызывающих аварийную ситуацию и требуемую Федеральным законом № 384-ФЗ.

Заключение

1. В последнее время появился ряд публикаций [1–4], посвященных критическому анализу состояния отечественной нормативной документации по расчету сооружений на землетрясения, где утверждается, например [2], что безответственность и небрежность авторов норм создает впечатление, что разработчики норм не обладают достаточными знаниями в теоретической механике, механике сплошных сред, спектральном анализе и не знакомы с состоянием и достижениями в области нормирования и сейсмической инженерии технически развитых стран. Российские нормы, пишут авторы работ [2, 3] не соответствуют современному уровню и достижениям в области обеспечения сейсмостойкости сооружений и, что разработчиками норм СССР и РФ была допущена серьезная методическая ошибка, когда при задании исходной сейсмической информации были использованы динамические коэффициенты, а не спектры реакций (ответов) и, что определять коэффициенты динамичности для землетрясений, не нарушая законы динамики невозможно.

2. В работе [3], со ссылкой на зарубежные нормы технически развитых стран, а также на монографии известных зарубежных ученых, выдвинуто ошибочное утверждение о том, что при землетрясениях наземные части сооружений не подвержены воздействиям никаких внешних сил и что внутренние напряжения и деформации в элементах сооружений создаются исключительно благодаря динамическим реакциям на движение их оснований. В ней не утверждается, что отмена действия силы тяжести связана с неадекватностью (неполнотой) математических моделей взаимодействия оснований и сооружений, а считается, что если в уравнениях колебаний явно отсутствует сила тяжести, то она не действует на сооружение. Эта неполнота представлений присутствует в уравнении горизонтальных колебаний в переводных и отечественных работах, но в них, в отличие от рецензируемых работ, не утверждается, что при землетрясениях наземные части сооружений не подвержены воздействиям никаких внешних сил.

3. Выявлены основные причины неполноты (неадекватности) математических моделей оснований и сооружений и их взаимодействия, заключающиеся в том, что центр тяжести сооружения располагается на уровне основания, а также в том, что при

выводе уравнений горизонтальных и вертикальных колебаний сооружения используется неполная (избирательная) деформируемость основания. В случае горизонтальных сейсмических воздействий используется податливое в горизонтальном направлении основание и неподатливое для вертикальных и качательных колебаний; в случае вертикальных сейсмических воздействий используется податливое в вертикальном направлении основание и неподатливое для горизонтальных и качательных колебаний. В виду этого утверждение в работе [2] о том, что отсутствует оценка взаимодействия сооружения с грунтом при сейсмических воздействиях, отнесенная к ошибочным положениям и недостаткам актуализируемых российских норм, становится бессмысленным. Но избирательная деформируемость основания при выводе классических уравнений горизонтальных и вертикальных колебаний не позволяет возникнуть качательным колебаниям сооружения при только горизонтальных или только вертикальных сейсмических воздействиях, и именно это является существенным недостатком математического моделирования процессов колебаний сооружений на полностью деформируемом основании.

4. Для устранения этого недостатка в работе приведены дифференциальные уравнения поступательных и качательных плоскопараллельных колебаний жесткого сооружения на полностью податливом основании, включающие воздействия силы тяжести. Из них, как частный случай, следует, что при стремлении высоты центра тяжести к нулю указанные уравнения превращаются в классические линейные уравнения колебаний в горизонтальном и вертикальном направлениях. Основной задачей здесь, наряду с требованием определения устойчивости состояния равновесия (устойчивости к сдвигу и опрокидыванию) предписанного нормами [10, 11] является задача определения динамической устойчивости (реализуемости) чисто горизонтальных и вертикальных колебаний сооружения, а также других движений, возникающих при отсутствии как горизонтальных так и вертикальных сейсмических воздействий, требования к необходимости проведения которых отсутствуют в научных публикациях и предложениях к нормам нового поколения [27–29].

5. В работе [3] утверждается, что ни одним из сводов правил РФ (имеются в виду документы СП 14.1333.2 18, СП 268.1328 . 2 16 и др.) по расчету на сейсмические воздействия не дается определение коэффициента динамичности и, что в монографиях российских авторов по расчету сооружений на сейсмостойкость нет ни определений коэффициентов динамичности для землетрясений, ни способов расчета. Считается, что определить коэффициенты динамичности для землетрясений, не нарушая законы динамики, невозможно. Нам представляется, что приведенное утверждение говорит о том, что авторы работ [1–4] либо не знакомы, либо пренебрегают отечественной и переводной научно-технической литературой в области сейсмостойкости сооружений. Определение коэффициента динамичности дается в изменении № 1 к СП 14.1333.2 018 [11] утвержденном и введенном в действие приказом № 886/пр Минстроя России от 26 декабря 2 19 г. Также следует отметить, что определение коэффициента динамичности, его максимальная величина и другие свойства приведены в монографиях С.В. Полякова [7] и С.П. Тимошенко [18], где излагаются основы общей теории колебаний.

6. Несмотря на утверждения авторов работ [1, 2] о том, что в российских учебниках и пособиях по динамике сооружений, а также в курсах лекций о концепции спектров ответов даже не упоминается, концепция достаточно полно представлена в монографиях С.В. Полякова [7] и А.Н. Бирбраера [8] в разделах, относящихся к спектральным методам определения сейсмических нагрузок и спектрах отклика. Кроме того, в 198 г. были изданы переводные монографии [9, 16], где также представлены концепции спектров максимальных реакций (откликов) конструкций на сейсмические воздействия. Также в 2 18 г. издана монография А.Г. Тяпина [17], посвященная выходу в свет новой редакции американского Стандарта ASCE4-16, которая призвана заменить

прежний Стандарт ASCE4-98, по которому рассчитывались на сейсмические воздействия многие объекты атомной отрасли.

7. В работе [3] приводится так называемое «доказательство ошибочности обоснования коэффициента динамичности», который используется в различных российских научных источниках. Первая часть доказательства строится на том, что в правой части уравнения (3) работы [3], совпадающим с уравнением (1), есть только один параметр, который характеризует кинематическое возмущение и при этом якобы нет никаких сейсмических сил. Но уравнение (3) из [3] получено делением на массу обеих частей уравнения (2), в правой части которого стоит выражение для сейсмической силы. Умножение и деление правой части уравнения (3) на массу, пишут авторы, никоим образом не приводит к появлению силы, забывая о том, что для появления силы требуется умножить обе части уравнения (3) на массу и получить уравнение (2), в правой части которого стоит именно сейсмическая сила, равная произведению массы тела на величину переносного ускорения.

8. По мнению авторов работы [3] второе ошибочное действие заключается в отбрасывании первых двух членов в уравнении (1) и замене переносного ускорения некоторой постоянной величиной. В результате появляется величина статического относительного перемещения осциллятора в виде формулы (5) из [3]. В отношении этой простейшей формулы у авторов возникает сильное сомнение – вследствие чего появляется статическое перемещение, если не учитывается масса и статическое нагружение при сейсмическом воздействии не существует? Здесь опять присутствует ошибочное суждение, суть которого в том, что за постоянную величину переносного ускорения требуется принимать величину пикового ускорения грунта и формула (5) интерпретируется как статическое перемещение. Следовательно, вывод в работе [3] о том, что определение статического перемещения системы с одной степенью свободы при кинематическом возбуждении основания не верен, представляется ошибочным. При этом доказательство ошибочности обоснования коэффициента динамичности, приведенное в работе [3], представляет собой заблуждение, основанное, возможно, на незнании некоторых положений отечественной и переводной научно-технической литературы.

9. Авторы работы [2] утверждают, что в нормах содержится ошибочное ограничение, связанное с тем, что во всех случаях значения коэффициента динамичности должны приниматься не менее .8. Несмотря на это, пишут авторы, пересмотреть данное ограничение авторы норм не решаются. Решились, но в изменении № 1 к СП 14.1333 .2 18, где это ограничение снято. Здесь интересно то, что обоснование ошибочности ограничения строится на неверном, на наш взгляд, утверждении, что при увеличении периода колебаний перемещения должны будут стремиться к бесконечности. Но так как при неограниченном периоде колебания круговая частота равна нулю, то из уравнения (1) следует, что абсолютное ускорение также равно нулю. Интегрируя это уравнение с нулевыми начальными условиями получаем, что сумма относительных смещений и горизонтальных смещений основания равна нулю. Этот же вывод можно получить из выражения для относительного смещения через интеграл Дюамеля, так как у него под знаком интеграла содержится неопределенность типа $\frac{1}{\omega}$ при стремлении круговой частоты (с учетом затухания) к нулю. Раскрывая эту неопределенность и применяя интегрирование по частям, получим, как и ранее, что относительные смещения сооружения прямо противоположны горизонтальным смещениям основания, но никак не равны бесконечности, как утверждается в работе [2].

10. В работе [4] авторы пишут, что введение вместо спектров ответов разработчиками норм СССР и РФ не имеющего физического смысла понятия коэффициента динамичности практически исключило российских ученых их этих

дискуссий и исследований. Но в монографии [7] как и работах других ученых, в том числе в [1–4] не упоминается работа [2] основоположника нелинейной механики разрушения М.Я. Леонова, вышедшая в 1974 г. В этой незамеченной работе разработана методика определения экстремальных перемещений, а, следовательно, и спектров ответа как при упругих деформациях, так и при деформациях за пределом упругости. В ней впервые введено понятие острого резонанса путем сведения нелинейного и линейного относительно смещений уравнения к нелинейным относительно скоростей смещений уравнениям. При этом, как показано в [21, 22], уравнение описывает колебания сооружения, для которых возможен переход к автоколебаниям – стационарным периодическим решениям. Работа [20] является существенным развитием концепции спектров ответов, отсутствующим в работах зарубежных исследователей и не вошедшая не только в зарубежные нормы по расчету сооружений на землетрясения технически развитых стран, но и в актуализированные строительные нормы РФ, несмотря на предложения [21, 22] в этом направлении. Это указывает на то, что ученые бывшего СССР и РФ не только не были исключены из дискуссий и исследований по поводу развития концепции спектров реакций (ответов), но внесли существенный вклад за счет введения острого резонанса в формирование аварийных сейсмических воздействий, вызывающих аварийную ситуацию и требуемую Федеральным законом № 384-ФЗ.

11. Утверждение авторов работы [2], изложенное в п.1 заключения и адресованное разработчикам российских норм, на наш взгляд, можно в полной мере обратить и самим авторам.

Предложения в нормы по сейсмостойкому строительству

На данный момент существует Свод правил [1] по строительству в сейсмических районах и Изменения № 1, 2 к этому СП. В основном Своде правил [1] выставлено требование о том, что при выполнении расчетов сооружений с учетом сейсмических воздействий следует применять две расчетные ситуации: а) сейсмические нагрузки соответствуют расчетному землетрясению (РЗ); б) сейсмические нагрузки соответствуют контрольному землетрясению (КЗ). При этом для зданий и сооружений с простым конструктивно-планировочным решением для расчетной ситуации РЗ расчетные сейсмические нагрузки допускается определять с применением консольной расчетно-динамической модели (РДМ), т.е. взаимодействие сооружения с основанием следует принимать в виде жесткого защемления. При расчетной ситуации КЗ необходимо применять пространственные РДМ конструкций и учитывать пространственный характер сейсмических воздействий; в пространственной РДМ следует учитывать динамическое взаимодействие сооружения с основанием. Кроме того, вертикальную сейсмическую нагрузку необходимо учитывать совместно с горизонтальной, в частности, при расчете сооружений на устойчивость против опрокидывания или против скольжения. В приложении Г СП [1] указывается, что целью расчетов на действие КЗ является оценка общей устойчивости, неизменяемости, однородности конструкций сооружения, допустимости уровня ускорений, перемещений, скоростей в элементах здания, сооружения и т.д. Но нигде по тексту не объясняется, что такое общая устойчивость и чем она отличается от устойчивости против опрокидывания или против скольжения. Тем более в приложении Г не приводятся методы, или хотя бы основные положения расчета этих видов устойчивости; рассматриваются только вынужденные колебания системы с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм.

В 218 г. вводится в действие Изменение № 1, где вводятся понятия спектра коэффициентов динамичности и спектра ответа в ускорениях, а также понятия РДМ,

живучести строительной конструкции и прогрессирующего (лавинообразного) обрушения. Здесь, во втором абзаце п. 4, появляется требование заменить слова: «снижающие риск прогрессирующего обрушения сооружения или его частей и обеспечивающие «живучесть» сооружений при сейсмических воздействиях» на «обеспечивающее зданиям или сооружениям живучесть и устойчивость к прогрессирующему обрушению при сейсмических воздействиях. Требования по проектированию зданий и сооружений в целях обеспечения их защиты от прогрессирующего обрушения следует принимать согласно СП 385.13258 ». Но определение «устойчивость против прогрессирующего обрушения» сильно напоминает определение «живучесть строительной конструкции» из Изменения № 1.

Но главное в РДМ Изменения № 1 совершенно другое – она не допускает учет динамического взаимодействия сооружения с основанием и, как следствие, не позволяет возникнуть качательным колебаниям сооружения при только горизонтальных или только вертикальных сейсмических воздействиях. Как следствие, в рамках Изменения № 1 невозможно определить устойчивость сооружения к опрокидыванию, так как вновь вводится избирательная деформируемость основания как при выводе классических уравнений горизонтальных и вертикальных колебаний. В 2022 г. выходит Изменение № 2 в котором требуется исключить подраздел 9.4 и приложения Б, В, а приложению Г присвоить новое название. Таким образом, требование П. 5.1 СП 14.1333.2.18 об учете динамического взаимодействия сооружения с основанием вновь восстановлено в своих правах. Следовательно, приведенные в работе дифференциальные уравнения поступательных и качательных плоскопараллельных колебаний жесткого сооружения на полностью податливом основании, включающие воздействие силы тяжести, позволяют провести расчет устойчивости сооружения против опрокидывания или против скольжения. Основной задачей здесь, наряду с требованием определения устойчивости состояния равновесия (устойчивости к сдвигу и опрокидыванию), является задача определения динамической устойчивости (реализуемости) чисто горизонтальных и вертикальных колебаний сооружения, а также других движений, возникающих при отсутствии как горизонтальных так и вертикальных сейсмических воздействий, требования к необходимости проведения которых отсутствуют в научных публикациях и предложениях к нормам нового поколения.

Список литературы

1. Курбацкий Е.Н. Спектры максимальных реакций (откликов) конструкций на сейсмические воздействия // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2009. № 5. С. 53–58.
2. Курбацкий Е.Н., Мазур Г.Э., Мондрус В.Л. Критический анализ состояния нормативной документации по расчету сооружений на землетрясения // *ACADEMIA. Архитектура и строительство*. 2017. № 2. С. 95–102.
3. Курбацкий Е.Н., Мондрус В.Л. Динамические коэффициенты или спектры реакций (ответов) сооружений на сейсмические воздействия? // *ACADEMIA. Архитектура и строительство*. 2019. № 1. С.17–114.
4. Курбацкий Е.Н., Пестрякова Е.А., Харитонов С.С. Соотношения между амплитудными спектрами Фурье и спектрами максимальных реакций (спектрами ответов) на землетрясения // *Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции*. 2020. № 1(87). С. 20–30.
5. Понтрягин Л.С. Обыкновенные дифференциальные уравнения. М.: Наука.1965. 332 с.

6. Андронов А.А., Витт А.А., Хайкин С.Е. Теория колебаний. М.: Наука. 1981. 586 с.
7. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий (основы теории сейсмостойкости). М.: Высшая школа. 1983. 304 с.
8. Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость. С-Пб.: Наука. 1998. 256 с.
9. Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. М.: Стройиздат. 198 . 342 с.
10. СП 14.1333 .2 18 «СНиП 11-7-81* Строительство в сейсмических районах». М.: Стандартинформ. 2 18.
11. Изменение № 1 к СП 14.1333 .2 18 «СНиП 11-7-81* Строительство в сейсмических районах». М.: Стандартинформ. 2 18.
12. Тимошенко С., Юнг Д. Инженерная механика. М.: Гос-ое научно-техническое изда-во машиностроительной литературы. 196 . 507 с.
13. Пановко Я.Г. Основы прикладной теории колебаний и удара. Ленинград: Машиностроение. 1976. 315 с.
14. Ведяков И.И., Востров В.К. Развитие моделей колебаний ответственных сооружений и нормативных подходов к расчетам на сейсмические воздействия // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2021. № 2. С. 18–37.
15. Демидович Б.П. Лекции по математической теории устойчивости. М.: Наука. 1967. 472 с.
16. Ньюмарк Н., Розенблюэт Э. Основы сейсмостойкого строительства. М.: Стройиздат. 198 . 344 с.
17. Тяпин А.Г. Современные нормативные подходы к расчету ответственных сооружений на сейсмические воздействия. М.: Издательство АСВ. 2 1 8. 518 с.
18. Тимошенко С.П. Колебания в инженерном деле. М.: Наука. 1967. 444 с.
19. Востров В.К. Линейные и нелинейные колебания оснований с периодическими и почти периодическими сейсмическими воздействиями // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2019. № 2. С. 33–42.
20. Леонов М.Я. Острый резонанс за пределом упругости при сейсмических колебаниях простейших сооружений // *Известия АН Киргизской ССР*. 1974. № 5. С. 61–66.
21. Ведяков И.И., Востров В.К. Аварийные расчетные ситуации и аварийные сейсмические нагрузки // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2016. № 5. С. 33–38.
22. Ведяков И.И., Востров В.К. Принцип максимума Л.С. Понтрягина и аварийные сейсмические нагрузки // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2018. № 1. С. 18–26.
23. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений. Федеральный закон от 3 де кабря 2 9 г. № 384.
24. Магнус К. Колебания. Введение в исследование колебательных систем. М.: Мир. 1982. 304 с.
25. ГОСТ 27751–2 1 4 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. М.: Стандартинформ. 2 14.
26. СП 296 13258 .2 17 Здания и сооружения. Особые воздействия. М.: Стандарт информ. 2017.
27. Тяпин А.Г. Сейсмоизоляция под фундаментом сооружения, взаимодействующего с основанием. Часть I. Одномерная линейная модель // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2016. № 5. С. 25–32.

28. Тяпин А.Г. Некоторые соображения о нормах нового поколения. Часть I: Общие положения и задание сейсмического воздействия // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2019. № 5. С. 7–14.

29. Тяпин А.Г. Некоторые соображения о нормах нового поколения. Часть II: Определение совместных усилий в линейно-спектральном методе // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2019. № 5. С. 15–18.

References

- Kurbatskij E.N. Spektry maksimal'nykh reaktsij (otklikov) konstruksij na sejsmicheskie vozdejstviya. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij*. 2009, no. 5, pp. 53–58 [In Russian]
2. Kurbatskij E.N., Mazur G.E., Mondrus V.L. Kriticheskij analiz sostoyaniya normativnoj dokumentatsii po raschetu sooruzhenij na zemletryaseniya. *ACADEMIA. Arhitektura i stroitel'stvo*. 2017, no. 2, pp. 95–102. [In Russian]
3. Kurbatskij E.N., Mondrus V.L. Dinamicheskie koeffitsienty ili spektry reaktsij (otvetov) sooruzhenij na sejsmicheskie vozdejstviya? *ACADEMIA. Arhitektura i stroitel'stvo*. 2019, no. 1, pp. 107–114. [In Russian]
4. Kurbatskij E.N., Pestryakova E.A., Haritonov S.S. Sootnosheniya mezhdru amplitudnymi spektrami Fur'e i spektrami maksimal'nykh reaktsij (spektrami otvetov) na zemletryaseniya. *Teoriya inzhenernykh sooruzhenij. Stroitel'nye konstruksii*. 2020, no. 1(87), pp. 20–30. [In Russian]
5. Pontryagin L.S. Obyknovennye differencial'nye uravneniya. M.: Nauka. 1965. 332 p. [In Russian]
6. Andronov A.A., Vitt A.A., Hajkin S.E. Teoriya kolebanij. M.: Nauka. 1981. 586 p. [In Russian]
7. Polyakov S.V. Sejsmostojkie konstruksii zdaniy (osnovy teorii sejsmostojkosti). M.: Vysshaya shkola. 1983. 304 p. [In Russian]
8. Birbraer A.N. Raschet konstruksij na sejsmostojkost'. S-Pb.: Nauka. 1998. 256 p. [In Russian]
9. Okamoto SH. Sejsmostojkost' inzhenernykh sooruzhenij. M.: Strojizdat. 1980. 342 p. [In Russian]
10. SP 14.1333.2.18 «SNiP 11-7-81* Stroitel'stvo sejsmicheskih rajonah». M.: Standartinform. 2018. [In Russian]
11. Iz enennoe № 1 SP 14.1333.2.18 «SNiP 11-7-81* Stroitel'stvo v sejsmicheskih rajonah». M.: Standartinform. 2018. [In Russian]
12. Timoshenko S., Yung D. Inzhenernaya mekhanika. M.: Gos-oe nauchno-tekhnicheskoe izdatel'stvo mashinostroitel'noj literatury. 1960. 507 p. [In Russian]
13. Panovko Ya. G. Osnovy prikladnoj teorii kolebanij i udara. Leningrad: Mashinostroenie. 1976. 315 p. [In Russian]
14. Vedyakov I.I., Vostrov V.K. Razvitie modelej kolebanij otvetstvennykh sooruzhenij i normativnykh podhodov k raschetam na sejsmicheskie vozdejstviya. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2021, no. 2, pp. 18–37. [In Russian]
15. Demidovich B.P. Lektsii po matematicheskoj teorii ustojchivosti. M.: Nauka. 1967. 472 p. [In Russian]
16. N'yumark N., Rozenblyuet E. Osnovy sejsmostojkogo stroitel'stva. M.: Strojizdat. 1980. 344 p. [In Russian]
17. Tyapin A.G. Sovremennye normativnye podhody k raschetu otvetstvennykh sooruzhenij na sejsmicheskie vozdejstviya. M.: Izdatel'stvo ASV. 2018. 518 p. [In Russian]
18. Timoshenko S.P. Kolebaniya v inzhenernom dele. M.: Nauka. 1967. 444 p. [In Russian]
19. Vostrov V.K. Linejnye i nelinejnye kolebaniya osnovanij s periodicheskimi i pochti periodicheskimi sejsmicheskimi vozdejstviyami. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2019, no. 2, pp. 33–42. [In Russian]
20. Leonov M.Ya. Ostryj rezonans za predelom uprugosti pri sejsmicheskih kolebaniyah prostejshih sooruzhenij. *Izvestiya AN Kirgizskoj SSR*. 1974, no. 5, pp. 61–66. [In Russian]

21. Vedyakov I.I., Vostrov V.K. Avarijnye raschetnye situatsii i avarijnye sejsmicheskie nagruzki. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2016, no. 5, pp. 33–38. [In Russian]

22. Vedyakov I.I., Vostrov V.K. Princip maksimuma L.S. Pontryagina i avarijnye sejsmicheskie nagruzki. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2018, no. 1, pp. 18–26. [In Russian]

23. Tekhnicheskij reglament o bezopasnosti zdaniy i sooruzhenij. Federal'nyj zakon ot 30 de a brya 2 9 g. № 384. [In Russian]

24. Magnus K. Kolebaniya. Vvedenie v issledovanie kolebatel'nyh sistem. M.: Mir. 1982. 304 p. [In Russian]

25. GOST 27751–2 14 Nadezhnost' stroitel'nyh konstrukcij i osnovanij. Osnovnye polozheniya. M.: Standartinform. 2014. [In Russian]

26. SP 296 1325800.2017 Zdaniya i sooruzheniya. Osobyje vozdejstviya. M.: Standart inform. 2017. [In Russian]

27. Tyapin A.G. Sejsmoizolyaciya pod fundamentom sooruzheniya, vzaimodejstvuyushchego s osnovaniem. CHast' I. Odnomernaya linejnaya model'. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2016, no. 5, pp. 25–32. [In Russian]

28. Tyapin A.G. Nekotorye soobrazheniya o normakh novogo pokoleniya. CHast' I: Obshchie polozheniya i zadanie sejsmicheskogo vozdejstviya. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2019, no. 5, 7–14. [In Russian]

29. Tyapin A.G. Nekotorye soobrazheniya o normah novogo pokoleniya. CHast' II: Opredelenie sovместnyh usilij v linejno-spektral'nom metode. *Sejsmostojkoe stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenij*. 2019, no. 5, pp. 15–18. [In Russian]

Информация об авторе/ Information about author

Востров Владимир Кузьмич, доктор технических наук. Москва. Российская Федерация

Vladimir K. Vostrov, Dr. Sci. (Eng.). Moscow. Russian Federation