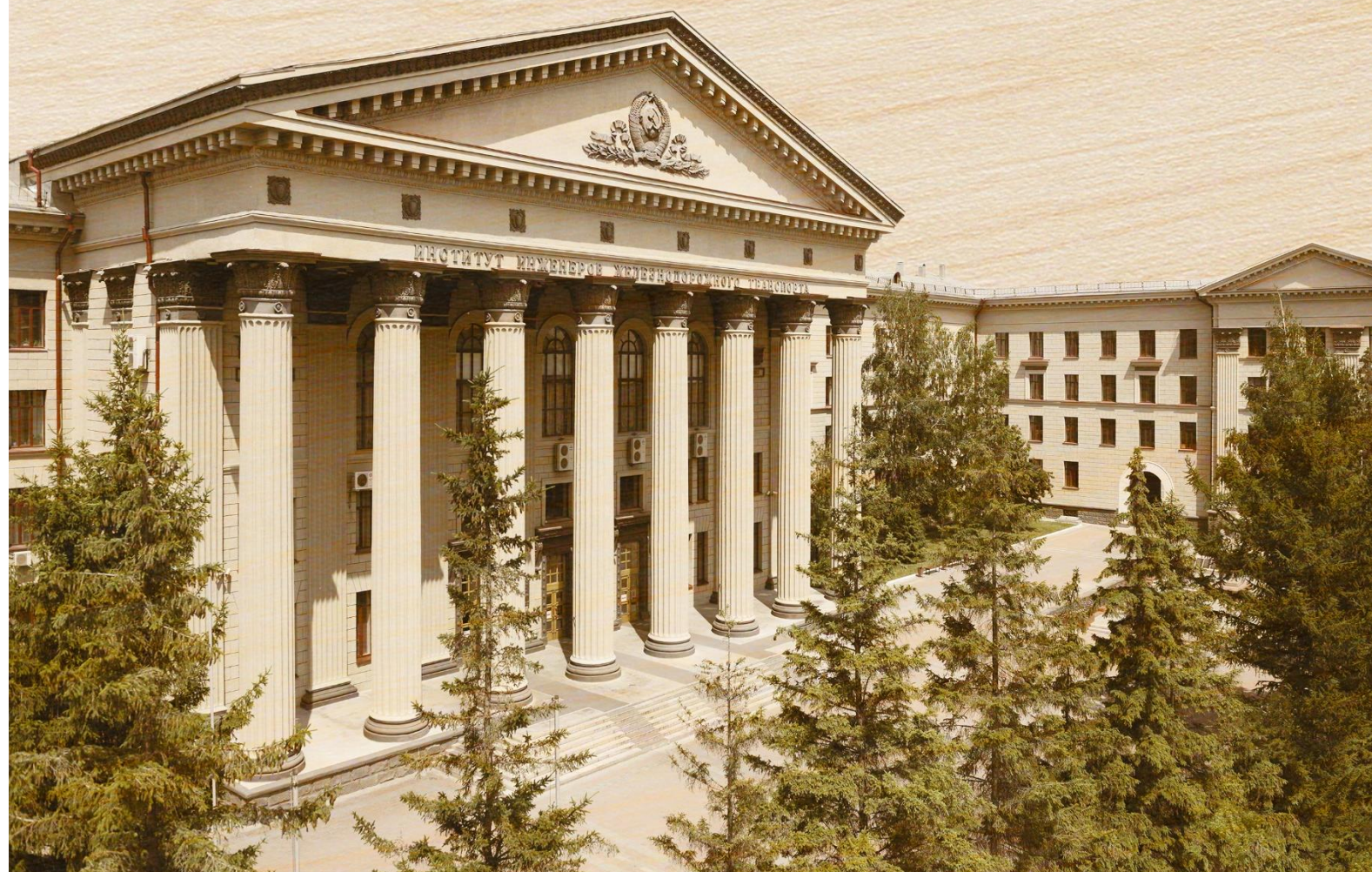


ISSN 1815-9265

# ВЕСТНИК

Сибирского государственного  
университета путей сообщения

№ 4 (71). Спецвыпуск. 2024 16+





## **УЧРЕДИТЕЛЬ**

*ФГБОУ ВО «Сибирский государственный университет путей сообщения»*

## **Состав редколлегии**

*Главный редактор*

**Манаков Алексей Леонидович** – д-р техн. наук, проф.

*Заместитель главного редактора*

**Абрамов Андрей Дмитриевич** – д-р техн. наук, проф.

*Заместитель главного редактора*

**Карасев Сергей Владимирович** – канд. техн. наук, доц.

*Ответственный секретарь*

**Галай Марина Сергеевна** – канд. техн. наук

*Члены редколлегии:*

**Бессоненко Сергей Анатольевич** – д-р техн. наук, доц., СГУПС, г. Новосибирск

**Воробьев Валерий Степанович** – д-р техн. наук, проф., СГУПС, г. Новосибирск

**Герасимов Сергей Иванович** – д-р техн. наук, проф., СГУПС, г. Новосибирск

**Герасимов Виталий Владимирович** – д-р техн. наук, проф., НГАСУ (Сибстрин), г. Новосибирск

**Головнич Александр Константинович** – д-р техн. наук, доц., БелГУТ, г. Гомель, Белоруссия

**Евсеев Дмитрий Геннадьевич** – д-р техн. наук, проф., МИИТ, г. Москва

**Ильиных Андрей Степанович** – д-р техн. наук, доц., СГУПС, г. Новосибирск

**Исаков Александр Леонидович** – д-р техн. наук, проф., СГУПС, г. Новосибирск

**Караулов Александр Михайлович** – д-р техн. наук, проф., СГУПС, г. Новосибирск

**Комаров Константин Леонидович** – д-р техн. наук, проф., СГУПС, г. Новосибирск

**Кондратьев Сергей Александрович** – д-р техн. наук, ИГД СО РАН, г. Новосибирск

**Королев Константин Валерьевич** – д-р техн. наук, доц., СГУПС, г. Новосибирск

**Корягин Марк Евгеньевич** – д-р техн. наук, доц., СГУПС, г. Новосибирск

**Пронозин Яков Александрович** – д-р техн. наук, проф., ТИУ, г. Тюмень

**Хабаров Валерий Иванович** – д-р техн. наук, проф., СГУПС, г. Новосибирск

**Шахов Сергей Александрович** – д-р техн. наук, доц., СГУПС, г. Новосибирск

**Шварцфельд Вячеслав Семенович** – д-р техн. наук, проф., ПГУПС, г. Санкт-Петербург

**Черный Константин Анатольевич** – д-р техн. наук, доц., ПНИПУ, г. Пермь

## **Редактор перевода текста на английский язык**

**Степачкова Ирина Игоревна** – старший преподаватель

**Редактор Е. Е. Рыжкова**

**Корректор А. А. Игумнов** – канд. техн. наук

**Макет, верстка Ю. В. Борцовой**

**Дизайн обложки А. С. Петренко**

## **Сайт журнала:**

[www.stu.ru](http://www.stu.ru) (раздел «Научная деятельность»; журнал «Вестник СГУПС»)

Журнал зарегистрирован в Федеральной службе по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор).

Свидетельство о регистрации ПИ № ФС77-79268 от 02 ноября 2020 г.

## **FOUNDER**

*The Siberian Transport University*

## **Editors and Editorial Board**

*Editor-in-Chief*

**A. L. Manakov**, Doctor of Engineering, Professor

*Deputy Editor*

**A. D. Abramov**, Doctor of Engineering, Professor

*Deputy Editor*

**S. V. Karasev**, Candidate of Engineering, Associate Professor

*Executive Secretary*

**M. S. Galay**, Candidate of Engineering

*Editors*

**S. A. Bessonenko**, Doctor of Engineering, Associate Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

**V. S. Vorobyev**, Doctor of Engineering, Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

**S. I. Gerasimov**, Doctor of Engineering, Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

**V. V. Gerasimov**, Doctor of Engineering, Professor, Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering, Novosibirsk

**A. K. Golovnich**, Doctor of Engineering, Associate Professor, Belarusian State University of Transport, Belarus

**D. G. Evseev**, Doctor of Engineering, Professor, Moscow State University of Railway Engineering, Moscow

**A. S. Ilinykh**, Doctor of Engineering, Associate Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

**A. L. Isakov**, Doctor of Engineering, Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

**A. M. Karaulov**, Doctor of Engineering, Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

**K. L. Komarov**, Doctor of Engineering, Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

**S. A. Kondratyev**, Doctor of Engineering, IGD SB RAS, Novosibirsk

**K. V. Korolev**, Doctor of Engineering, Associate Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

**M. E. Koryagin**, Doctor of Engineering, Associate Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

**Y. A. Pronozin**, Doctor of Engineering, Professor, TIU, Tyumen

**V. I. Khabarov**, Doctor of Engineering, Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

**S. A. Shakhov**, Doctor of Engineering, Associate Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

**V. S. Shvartsfeld**, Doctor of Engineering, Professor, Emperor Alexander I Saint Petersburg State Transport University, Saint Petersburg

**K. A. Chernyy**, Doctor of Engineering, Associate Professor, Perm National Research Polytechnic University, Perm

*English Text Reviewer*

**I. I. Stepachkova**, Senior Lecturer

*Text Reviewer* **E. E. Ryzhkova**

*Managing Editor* **A. A. Igumnov**, Candidate of Engineering

*Layout Designer* **Yu. V. Bortsova**

*Cover Designer* **A. S. Petrenko**

## **Main contact details**

Siberian Transport University

room 307, 191, Dusi Kovalchuk St.

630049, Novosibirsk, Russia

Phone: (383) 328-04-36

Web: <http://www.stu.ru> (Scientific Activity section)

E-mail: [vestniksgups@sibgups.ru](mailto:vestniksgups@sibgups.ru)

The journal was registered by the Federal Service for Supervision of Communications, Information Technology and Mass Media in 2020.

**ISSN: 1815-9265**

**Включен в 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, по научным специальностям 2.9 «Транспорт» и 2.1 «Строительство и архитектура»**

**№ 4 (71) · Спецвыпуск · 2024 · 16+**

*Выходит один раз в три месяца. Основан в 1999 г.*

---

## **СОДЕРЖАНИЕ**

### **Строительство и архитектура**

<i>Мирзаев И., Аскарова Д. С.</i> Влияние предварительно напряженного состояния пролетного строения на колебания железобетонного железнодорожного моста во время землетрясения.....	6
<i>Петерс А. А., Кудрявцев С. А., Вальцева Т. Ю., Шестаков И. В.</i> Применение информационных моделей искусственных сооружений для мониторинга и прогноза безопасной эксплуатации в криолитозоне .....	15
<i>Тявлина Г. В., Макаров К. Н., Тявлин Р. М.</i> Математическое моделирование мероприятий по инженерной защите мостовых переходов от гидродинамических воздействий морской водной среды .....	27
<i>Камалтдинов В. Р., Марченко М. С., Горячкин В. С., Бойко В. В., Тулумбаев Р. Р.</i> Прочность узла анкеровки пучков напрягаемой арматуры при предварительном натяжении на бетон.....	35
<i>Бондарь И. С., Квашинин М. Я., Хасенов С. С., Мамедова Ж. Э.</i> Напряженно-деформированное состояние пролетных строений путепровода от подвижной нагрузки 25 тонн на ось .....	45
<i>Осетинский О. В., Белый А. А., Антонюк А. А., Осадчий Г. В.</i> Особенности и современные методы обеспечения контроля технического состояния искусственных сооружений с пролетными строениями в виде железнодорожных ферм.....	55
<i>Соловьев Л. Ю., Чернавин Р. В.</i> Определение коэффициента интенсивности напряжений по термодинамическим параметрам.....	66
<i>Горячкин В. С., Марченко М. С., Камалтдинов В. Р., Антонов М. А.</i> Результаты определения логарифмического декремента колебаний вант из параллельных прядей до и после установки демпферов.....	74
<i>Мирзаев И., Шермухамедов У. З., Абдуллаев А. Р., Каримова А. Б., Собирова М. М.</i> Расчет монолитного путепровода на основе реальных записей землетрясений.....	82
<i>Засухин И. В., Паторняк А. В., Чаплин И. В., Ефимов С. В., Райлян Д. А.</i> Применение подбалластных вибраторов на железнодорожных железобетонных пролетных строениях с ездой на балласте и сопрягаемых участках земляного полотна .....	92



**Included in the List of peer-reviewed scientific editions, in which the main scientific results of dissertations for the degree of Candidate of Sciences, for the degree of Doctor of Sciences should be published, for scientific specialties 2.9 "Transport" and 2.1 "Construction and Architecture"**

**№ 4 (71) • Special issue • 2024 • 16+**

*Issued quarterly. Established in 1999*

---

## **CONTENTS**

### **Building and Architecture**

- I. Mirzaev, D. S. Askarova.* Influence of prestressed state of the span on vibrations of a reinforced concrete railway bridge during an earthquake .....6
- A. A. Peters, S. A. Kudriavtsev, T. Yu. Valtseva, I. V. Shestakov.* Digital models of the artificial structures for monitoring and forecasting safe operation in the cryolithic zone .....15
- G. V. Tlyavlina, K. N. Makarov, R. M. Tlyavlin.* Mathematical modeling of engineering protection measures for bridge crossings from hydrodynamic effects of the maritime environment ..... 27
- V. R. Kamaltdinov, M. S. Marchenko, V. S. Goryachkin, V. V. Boiko, R. R. Tulumbaev.* The strength of the anchorage zone of tensioned reinforcement bundles at prestressing on concrete .....35
- I. S. Bondar, M. Y. Kvashnin, S. S. Hasenov, J. E. Mamedova.* Stress-strain state of overpass spans from moving load of 25 tons per axle .....45
- O. V. Osetinskiy, A. A. Belyi, A. A. Antonyuk, G. V. Osadchiy.* Features and modern methods for the technical condition control of artificial structures with railway trusses form spans .....55
- L. Yu. Solovyov, R. V. Chernavin.* Determination of the stress intensity factor based on thermodynamic parameters .....66
- V. S. Goryachkin, M. S. Marchenko, V. R. Kamaltdinov, M. A. Antonov.* Results of determination the logarithmic decrement of vibrations for parallel strand cables before and after installation of dampers .....74
- I. Mirzaev, U. Z. Shermukhamedov, A. R. Abdullaev, A. B. Karimova, M. M. Sobirova.* Calculation of monolithic overpass based on real earthquake records .....82
- I. V. Zasukhin, A. V. Patornyak, I. V. Chaplin, S. V. Efimov, D. A. Raylyan.* The use of sub-ballast vibration mats on railway reinforced concrete superstructures with ballast riding and mating sections of the roadbed .....92

Специальный выпуск журнала посвящен проблемам современного мостостроения и был сформирован по результатам выступлений участников II Международной научно-практической конференции СибНИИ мостов «Исследование, проектирование, строительство и эксплуатация мостов: проблемы и пути их решения на протяжении жизненного цикла», посвященной памяти Сергея Александровича Бокарева – выдающегося ученого-мостовика, заслуженного работника транспорта Российской Федерации, доктора технических наук, профессора. Конференция проходила с 18 по 20 апреля 2024 г. в Сибирском государственном университете путей сообщения в очном формате с дистанционным участием.

В первый день конференции состоялось торжественное открытие галереи сибирской научной школы мостовиков и аудитории Л-201, реконструкция которой была осуществлена коллективом Сибирского научно-исследовательского института мостов и АО «СибНИТ» при поддержке ректора СГУПС Алексея Леонидовича Манакова, а также компаний ООО «СТС», ООО «Мостэксперт» и выпускников факультета «Мосты и тоннели».

В работе конференции приняли участие представители ведущих транспортных вузов России, зарубежные ученые – более 200 человек из 20 городов России, Индии, Казахстана и Узбекистана. В специальный выпуск журнала вошли наиболее значимые работы, отражающие результаты современных исследований в области проектирования, строительства и эксплуатации мостов.

Ученик С. А. Бокарева  
заведующий кафедрой «Мосты»  
доктор технических наук, доцент



А. Н. Яшнов





# СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2024. № 4 (71), спецвыпуск. С. 6–14.  
The Siberian Transport University Bulletin. 2024. No. 4 (71), special issue. P. 6–14.

## СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья

УДК 624.21.037:624.012.4

doi 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_6

### Влияние предварительно напряженного состояния пролетного строения на колебания железобетонного железнодорожного моста во время землетрясения

Ибрахим Мирзаев<sup>1✉</sup>, Дилбархон Содирали кизи Аскар ова<sup>2</sup>

<sup>1,2</sup> Ташкентский государственный транспортный университет, Ташкент, Узбекистан

<sup>1</sup> ibrahim.mir@mail.ru✉

<sup>2</sup> dilbarkhon1120@gmail.com

**Аннотация.** В данной работе рассматриваются особенности расчета сейсмостойкости железобетонных железнодорожных мостов по реальным записям землетрясений. Методами конечных элементов и конечных разностей производится дискретизация задачи при учете взаимодействия фундаментов опор моста с грунтом по модели Винклера и предварительного напряжения пролетного строения, которое обеспечивается напряженными элементами рабочей арматуры. Коэффициенты матрицы жесткостей взаимодействия рассчитываются по площадям контактных поверхностей висячих свай с грунтом.

На примере расчета трехпролетного железобетонного железнодорожного моста на реальные сейсмические воздействия землетрясений показано влияние предварительно напряженного состояния пролетного строения. Железнодорожный мост длиной 53,2 м расположен в 7-балльном по сейсмической интенсивности районе между станциями Шават – Гурлен на участке железной дороги Шават – Гурлен – Джумуртау – Кипчак – Койбакли. Численное решение задачи сейсмостойкости моста показало изменение его напряженно-деформированного состояния во времени. Результаты расчета железнодорожного железобетонного моста получены на основании реальной записи землетрясения Boshroeyeh (Иран) интенсивностью 7 баллов по шкале MSK-64. По результатам расчетов сделан вывод, что нормальные напряжения в пролетных строениях без учета предварительно напряженной арматуры с одной стороны становятся растягивающими. Поскольку бетон на растяжение работает плохо, это вызывает постепенное растрескивание пролетного строения, в результате чего сокращается его срок службы. В соответствии с полученными результатами без предварительного напряжения арматуры железнодорожного моста вычисленные значения напряжений на растяжение оказались выше допустимых по нормативным документам на 0,45 МПа. С учетом предварительного напряжения арматуры были получены значения напряжений, соответствующие принятым в нормативном документе.

**Ключевые слова:** железнодорожный мост, железобетон, грунт, пролетное строение, реальные записи землетрясения, предварительное напряжение, арматура

**Для цитирования:** Мирзаев И., Аскар ова Д. С. Влияние предварительно напряженного состояния пролетного строения на колебания железобетонного железнодорожного моста во время землетрясения // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2024. № 4 (71), спецвыпуск. С. 6–14. DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_6.

## BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

### Influence of prestressed state of the span on vibrations of a reinforced concrete railway bridge during an earthquake

Ibrahim Mirzaev<sup>1✉</sup>, Dilbarkhon S. Askarova<sup>2</sup>

<sup>1,2</sup> Tashkent State Transport University, Tashkent, Uzbekistan

<sup>1</sup> ibrahim.mir@mail.ru✉

<sup>2</sup> dilbarkhon1120@gmail.com

**Abstract.** This paper deals with the peculiarities of calculating the seismic resistance of reinforced concrete railway bridges based on real earthquake records. Using finite element and finite difference methods, the problem

is discretised by taking into account the interaction between the foundations of the bridge piers and the ground according to the Winkler model and the prestressing of the span structure. The prestressing of the span is provided by the stressed elements of the working reinforcement. The coefficients of the interaction stiffness matrix are calculated from the areas of the contact surfaces of the suspension piles with the soil.

The example of calculation of a three-span reinforced concrete railway bridge for real seismic effects of earthquakes shows the influence of the prestressed state of the span during an earthquake. The 53.2 m long railway bridge is located in the area of 7 points in seismic intensity between Shavat – Gurlen stations, which is located on the railway section Shavat – Gurlen – Jumurtau – Kipchak – Koibakli. Numerical solution of the problem of earthquake resistance of the bridge shows the change of its stress – strain state in time. The results of calculation of the railway reinforced concrete bridge are obtained on the basis of real records of earthquake “Boshroyeh” (Iran) with intensity of 7 MSK-64. According to the calculation results, we conclude that the normal stresses in the spans, without taking into account prestressed reinforcement, become tensile from the bottom side. Since the tensile strength of concrete is poor, it causes gradual cracking of the span, resulting in a shorter span life. According to the obtained results, without prestressing the reinforcement of the railway bridge, the calculated values were higher than the tensile stress values allowed by the normative documents by 0.45 MPa. Taking into account the prestressing of the reinforcement, the stress values corresponding to those accepted in the normative document were obtained.

**Keywords:** railway bridge, reinforced concrete, soil, span structure, real earthquake records, prestress, armature

**For citation:** Mirzaev I., Askarova D. S. Influence of prestressed state of the span on vibrations of a reinforced concrete railway bridge during an earthquake. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2024;(71):6–14. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_6.

### Введение

Важность железнодорожного транспорта для жизнедеятельности неопределима, особенно в сейсмически активных районах, так как он экономически эффективен. При строительстве транспортных объектов, расположенных в районах с высокой сейсмичностью, уделяется большое внимание обеспечению их безопасности и долговечности. Разрушение конструктивных элементов мостов под воздействием землетрясений является причиной временной остановки движения транспорта, что приводит к большим общественным и экономическим потерям.

В процессе изучения мирового опыта было установлено, что во время землетрясений мосты с неглубокими фундаментами на нескальных и мягких грунтах из-за смещений получали повреждения разной степени. По этой причине понимание сущности взаимодействия системы «грунт – конструкция» очень важно для уменьшения наносимого землетрясением ущерба, а в будущем позволит улучшить качество работ по сейсмическому проектированию.

Железобетонные мосты со сборными предварительно напряженными железобетонными пролетными строениями являются широко используемыми конструкциями железнодорожных мостов Узбекистана. Возможности их применения еще более расширяются благодаря простоте проектирования и строительства, а также легкости обслуживания [1].

Железобетонные элементы в основном используются при строительстве железнодорож-

ных мостов малой и средней протяженности. Известно, что железобетон – это композиционный материал, состоящий из бетона и стали (арматуры), работающих вместе. Бетон имеет разное сопротивление растяжению и сжатию, в результате чего происходит перераспределение усилий между бетоном и арматурой.

Оценка поведения под воздействием статических и динамических воздействий существующих железобетонных конструкций, особенно мостов и виадуков, в настоящее время является одним из наиболее актуальных вопросов, рассматриваемых инженерами. Из-за долгой эксплуатации значительной части активных железных и автомобильных мостов их безопасность, главным образом в отношении предельных состояний, может оказаться под угрозой. В работе [2] представлена оценка безопасности на основе предельного состояния существующих предварительно напряженных железобетонных пролетов моста в отношении изгибающего момента и механизма разрушения под действием осевой силы.

Предварительное напряжение железобетонных элементов конструкции приводит к уменьшению нормального напряжения в нижней части пролетного строения моста и тем самым существенно улучшает его работу на трещиностойкость [3].

Собственная частота предварительно напряженных железобетонных балок является важнейшим параметром при определении динамического поведения моста [4]. Увеличение



силы предварительного напряжения влияет на закрытие микротрещин и таким образом увеличивает жесткость и собственные частоты бетонных балок [4–7].

В настоящее время для анализа напряженно-деформированного состояния большепролетных железобетонных балок с предварительным напряжением арматуры, как правило, используют метод конечных элементов [8]. В частном случае прямолинейной раскладки предварительно напряженной арматуры разгружающая составляющая отсутствует. В результате передачи усилия предварительно напряженной арматуры на бетон свободно лежащая на монтажной площадке балка выгнется. Величина прогиба играет важную роль при дальнейшей эксплуатации балки, так как позволяет полностью или частично компенсировать изгибные деформации, обусловленные внешними силовыми воздействиями. В инженерной практике проектирования подобных конструкций, как правило, используется упрощенный подход, суть которого состоит в замене разгружающего усилия, распределенного по некоторому закону, статически эквивалентной парой сил [8, 9].

При определении усилия натяжения высокопрочной арматуры есть ряд факторов потерь. Это релаксационная стойкость, оцениваемая испытаниями по величине потерь под напряжением за определенный промежуток времени, усадка и ползучесть бетона, изменение температуры во время эксплуатации и т. д. Все эти потери достаточно подробно описаны в статье [10].

Расчет мостов и путепроводов на воздействие землетрясений с существующими записями последних позволяет анализировать их напряженно-деформированное состояние [11].

В настоящей статье на примере расчета трехпролетного железобетонного железнодорожного моста на реальные сейсмические воздействия землетрясений показано влияние предварительно напряженного состояния пролетного строения на сейсмостойкость моста.

### Материалы и методы исследования

Сейсмические волны состоят из вертикального и двух горизонтальных смещений, мосты также имеют три измерения. Пролетные строения железобетонных железнодорожных мостов часто состоят из балок поперечного сечения различной формы. Остальные их конструктивные элементы имеют разные деформационные свойства и связаны друг с другом эксцентриситетом. Задача является математически сложной, для ее решения используются численные методы. Мосты сложной конструкции разбивают на элементы и узлы с помощью метода конечных элементов [12, 13].

Преднапряженная рабочая арматура моделируется внешними конечными элементами и прикрепляется к нейтральной оси балки. Само предварительное напряжение создается в модели путем задания деформации. Движение грунта задается в виде записей акселерограмм [12, 13] с учетом распространения волн в грунте.

В качестве примера для изучения сейсмостойкости железнодорожного моста был принят мост длиной 53,2 м, расположенный между станциями Шават – Гурлен участка железнодорожной линии Шават – Гурлен – Джумуртау – Кипчак – Койбакли (рис. 1). Численные расчеты были проведены созданным авторами комплексом программ «ШАРК» [13] на основе реальных записей землетрясений. В данных расчетах масса подвижного состава не учтена. Дискретизация элементов моста производится методом конечных элементов, по-

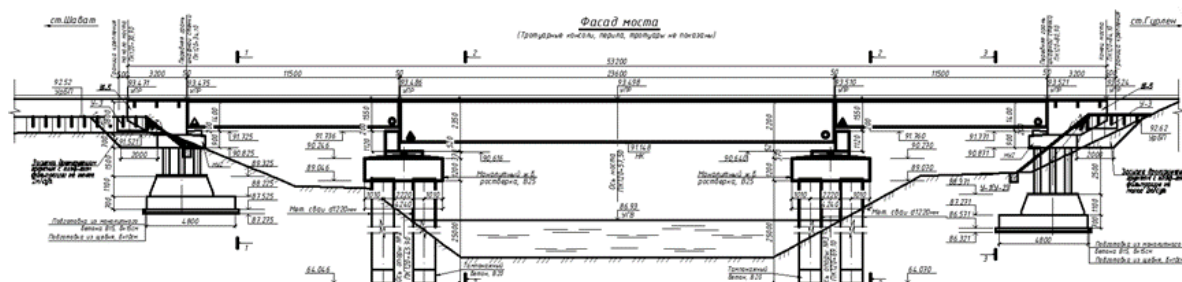


Рис. 1. Общий вид железобетонного железнодорожного моста

лученная система обыкновенных дифференциальных уравнений решается неявным конечно-разностным методом Ньюмарка [12].

Конструкция моста состоит из множества элементов, таких как опоры, опорные части, ригели, пролетные строения и т. д. Пролетные строения, ригели и опоры приняты в виде балки модели Тимошенко, опорные части представлены безынерционной вязкоупругой пружинной моделью. Вязкости материалов элементов конструкции и грунта учитываются в линейной форме Рэлея [13]. Модель Тимошенко учитывает сдвиговые деформации балки, при определенных соотношениях размеров длины и наибольшего расстояния в поперечном сечении она соответствует модели балки Бернулли – Эйлера.

В предлагаемой расчетной схеме разрезного железнодорожного железобетонного мостового сооружения (рис. 2) приняты следующие обозначения:  $[K_1]$  – матрица жесткостей левого устоя;  $[K_2]$  – матрица жесткостей ригеля;  $[K_3]$  и  $[K_4]$  – матрицы жесткостей промежуточных опор;  $[K_5]$  – матрица жесткостей правого устоя;  $[K_{i1}]$ ,  $[K_{i2}]$ ,  $[K_{i3}]$ ,  $[K_{i4}]$  – матрицы жесткостей опорных частей соответственно;  $[m_1]$  – матрица масс левого и правого устоев;  $[m_2]$  – матрица масс деформационных швов;  $[M_1]$ ,  $[M_2]$  – матрицы масс пролетных строений;  $[M_3]$  – матрица масс мостового полотна.

Железнодорожный мост состоит из трех пролетов (11,5 + 23,6 + 11,5 м). В железобетонном железнодорожном мосту использованы четыре типовые балки по 11,5 м (класс бетона В30) и две типовые балки по 23,6 м (класс бетона В35) с поперечными сечениями

в форме тавра. Масса одного пролетного строения длиной 11,5 м составляет 28,9 т; в пролетном строении использована ненапряженная арматура А-III. Масса одного пролетного строения длиной 23,6 м составляет 49,2 т; использована предварительно напряженная арматура Вр-II с заданной деформацией 0,00504. Значение модуля упругости элементов арматуры принято равным  $E = 2 \cdot 10^{11}$  Па.

Разобьем рабочую арматуру (пучок арматур) на балочно-стержневые конечные элементы, координаты узловых точек которых отличаются от координат узловых точек соответствующего пролетного строения только по вертикали. Соединим узловые точки элементов арматуры с соответствующими узловыми точками нейтральной оси с использованием эксцентриситета. Подобно изготовлению предварительно напряженной балки зададим силу натяжения арматуры  $F_0$  и определим ее начальную деформацию:  $\epsilon_0 = F_0 / EF$  ( $E$  – модуль упругости арматуры;  $F$  – общая площадь поперечного сечения арматуры). Далее, решая статическую задачу с предварительно заданной деформацией  $\epsilon_0$ , с помощью программного комплекса определим напряженно-деформированное состояние конструкции моста. Потеря величин предварительного напряжения из-за перепада температуры, вязкости материала и других в данных расчетах не учитывается.

Опора и опорная часть являются самыми уязвимыми элементами мостового сооружения, поэтому для опорной части применяют сейсмоизолирующие устройства. Использовались тангенциальные и секторные опорные части из

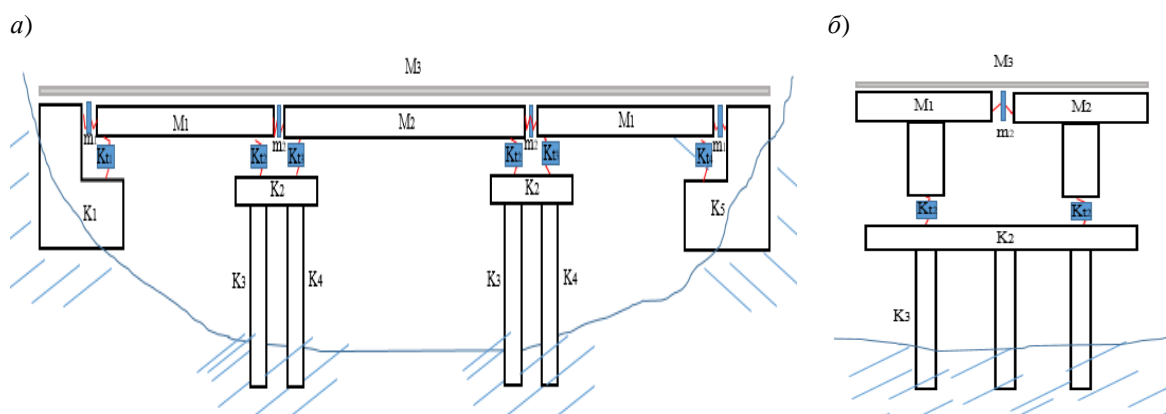


Рис. 2. Расчетная схема разрезного железнодорожного железобетонного мостового сооружения:  
а – общий вид (фасад); б – поперечное сечение



стали. Опорная часть моделировалась в виде конечного элемента, работающего на растяжение-сжатие, сдвиг по двум направлениям – качения и кручения. Общее количество промежуточных опор на сваях – 12 шт. Размеры: высота – 25 м, диаметр – 1,22 м. По способу взаимодействия с грунтом по высоте 22 м – висячие сваи.

В расчетах учтена общая податливость грунтового основания путем приведенной жесткости и демпфирования. Взаимодействие опор моста с грунтом принято по модели Винклера, и его жесткость рассчитана по поверхности висячей сваи, контактирующей с грунтом. Осредненные коэффициенты жесткости и демпфирования вычислялись с учетом размера поверхности контакта для каждой сваи по отдельности. Для одной сваи под промежуточными опорами эти коэффициенты равны: вертикальная жесткость грунта –  $177,85 \cdot 10^7$  Н/м; горизонтальные жесткости грунта –  $170,9 \cdot 10^7$  Н/м; жесткость на качение фундамента –  $40\,790,3 \cdot 10^7$  Н·м; жесткость на кручение фундамента –  $62,83 \cdot 10^7$  Н·м. В расчетах принято, что береговые опоры движутся совместно с грунтом без относительного деформирования [14].

Граничные условия установлены на тех местах, которые непосредственно связаны с грунтом; этими местами, в которых учитываются жесткости основания, являются береговые опоры и фундаменты промежуточных опор. Движение грунта задано с учетом распространения трехкомпонентной сейсмической волны в направлении продольной оси моста.

#### Результаты исследования

Железнодорожный мост расположен в районе с сейсмической интенсивностью 7 баллов. Численное решение задачи сейсмостойкости моста показало изменение его напряженно-деформированного состояния во времени.

В качестве сейсмического воздействия были использованы реальные записи землетрясения в городе Boshroyeh (Иран) интенсивностью 7 баллов по шкале MSK-64, произошедшего 16.09.1978. Максимальные горизонтальные и вертикальные: ускорения – 0,955, 0,734 и 0,7637 м/с<sup>2</sup>; скорости – 0,0901, 0,0948 и 0,0682 м/с; перемещения – 0,0143, 0,0217 и 0,0109 м; шаг оцифрования – 0,005 с; продолжительность – 41,645 с.

Для дискретизации железнодорожный мост был разбит на 151 конечный элемент с учетом работы каждого типа конечного элемента, количество узловых точек – 118. Вычисления проводились по неявной схеме Ньюмарка с шагом по времени 0,001 с. Типы характеристик конечных элементов (16 различных типов) были даны через соответствующие порядковые номера. Количество соединений с эксцентриситетом – 56.

Сначала рассмотрим изменение во времени нормальных напряжений в элементах пролетного строения 23,6 м, а также результаты расчетных значений для случаев работы под воздействием предварительно напряженной арматуры. На рис. 3 показаны номера узловых точек и конечных элементов пролетного строения длиной 23,6 м.

В таблице представлены результаты расчетов изменения нормального напряжения в верхних и нижних сторонах элементов пролетного строения при землетрясении Boshroyeh для случаев с предварительным напряжением арматуры и без него.

По модели балки Тимошенко величина нормального напряжения в верхней стороне, полученная от элементов 23,6-метрового пролетного строения (без предварительного напряжения арматуры), находится в пределах от –0,4 до –5,7 МПа на сжатие; величина напряжений в нижней стороне – от 0,4 до 3,7 МПа, что соответствует растяжению. Поскольку бетон начинает работать на растяжение, это вызывает постепенное растрескивание пролетного строения, в результате чего сокращается срок службы пролетного строения.

В случае предварительного напряжения арматуры пролетного строения величины нормального напряжения в верхней стороне находятся в пределах от –0,2 до –6,7 МПа при сжатии, в нижней стороне – от –1 до –4,2 МПа. В модели балки Тимошенко под воздействием предварительно напряженной арматуры при совместной работе бетона и арматуры состояние сжатия бетона еще сильнее, но в пределах допустимой нормы, что обеспечивает прочность пролетного строения. Представленные результаты с учетом предварительно напряженной арматуры внизу пролетного строения показали, что она работает на сжатие, даже во время 7-балльного землетрясения.



Рис. 3. Разделение пролетного строения длиной 23,6 м на конечные элементы

**Изменение нормального напряжения в верхней и нижней сторонах  
элементов пролетного строения длиной 23,6 м, Па**

Узловая точка	Эле-мент	Напряжение в верхней стороне			Напряжение в нижней стороне		
		Статика	Динамика		Статика	Динамика	
			min (по модулю)	max (по модулю)		min (по модулю)	max (по модулю)
Без предварительного напряжения арматуры							
51	59	–567 410	–457 080	–663 910	538 430	435 510	633 890
52	60	–3 583 400	–2 720 700	–4 386 700	2 385 700	1 807 400	2 913 300
53	61	–4 588 100	–3 433 500	–5 653 300	3 006 200	2 234 100	3 694 900
54	62	–3 584 200	–2 726 900	–4 337 600	2 401 400	1 819 400	2 900 600
С предварительным напряжением арматуры							
51	59	–470 390	–283 210	–655 640	–3 943 600	–3 754 300	–4 129 000
52	60	–3 486 300	–1 935 800	–5 072 800	–2 096 300	–1 070 600	–3 135 100
53	61	–4 491 100	–2 413 900	–6 643 600	–1 475 800	–1 265 300	–2 855 970
54	62	–3 487 200	–1 988 000	–5 064 300	–2 080 600	–1 076 100	–1 103 700

На рис. 4, 5 приведены графики изменения значений напряжений в верхней и нижней сторонах пролетного строения длиной 23,6 м. Напряжения в симметричных точках 52 и 54 почти одинаковы, поэтому график 52-го узла, имеющий желтый цвет, не виден из-за графика 54-го узла красного цвета.

Результаты расчетов на сейсмостойкость железнодорожного моста на основании существующих записей 7-балльного землетрясения Boshroyeh в соответствии с ШНК 2.05.03-12 [15] были сопоставлены с допустимыми значениями напряжений для классов бетонов. Для пролетного строения длиной 23,6 м, изготовленного из бетона марки В35, допустимые напряжения при сжатии составляют –17,5 МПа, а при растяжении 3,25 МПа. В соответствии с полученными результатами, без предварительного напряжения арматуры железнодорожного моста вычисленные значения оказались выше допустимых по нормативным документам значений напряжений на растяжение на 0,45 МПа, а значит, пролетное строение может разрушиться под действием землетрясения или получить трещины, которые со временем приведут к ржав-

чине рабочей арматуры, вследствие чего конструкция придет в нерабочее состояние. Во втором случае, при получении значений с учетом предварительного напряжения арматуры, расчетные значения соответствовали нормативным. По данным, полученным в результате расчетов, с учетом предварительно напряженной арматуры во время землетрясения максимальное сжимающее напряжение в верхней стороне пролетного строения равно –6,7 МПа, а в нижней стороне –4,2 МПа. Предварительное напряжение арматуры обеспечивает отсутствие растягивающих напряжений в пролетном строении, тем самым предотвращает образование трещин в бетоне. В результате численного расчета сейсмостойкости железнодорожного моста с учетом предварительно напряженной арматуры было выявлено, что мост выдержит землетрясение интенсивностью 7 баллов.

Максимальное смещение элементов железобетонного железнодорожного моста по его продольной оси составило 0,008 м. Из этого следует, что нет опасности падения пролетного строения с мостовых опор.



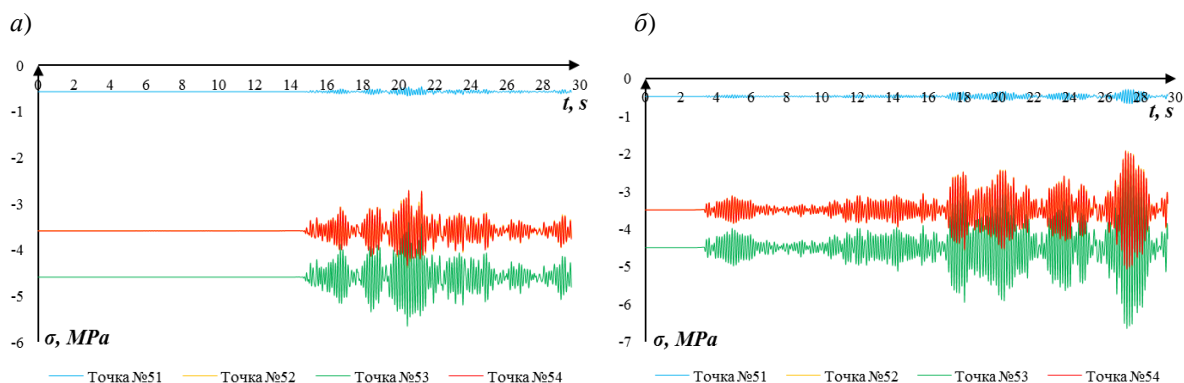


Рис. 4. Изменение по времени напряжений, возникающих в верхней стороне элементов пролетного строения:

а – без предварительного напряжения арматуры; б – с предварительным напряжением (см. таблицу)

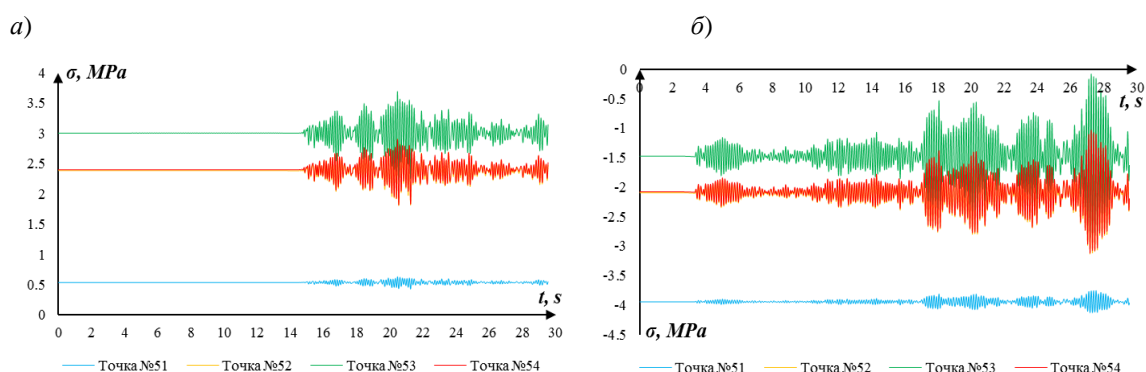


Рис. 5. Изменение по времени напряжений, возникающих в нижней стороне элементов пролетного строения:

а – без предварительного напряжения арматуры; б – с предварительным напряжением

### Выводы

По результатам проведенного исследования можно сделать следующие выводы:

1. Построена трехмерная конечно-элементная модель железобетонного железнодорожного моста с использованием модели балки Тимошенко с учетом предварительного напряжения и других элементов. Для решения динамической задачи с заданными акселерограммами землетрясения использован метод Ньюмарка.

2. В соответствии с полученными результатами без предварительного напряжения арматуры железнодорожного моста вычисленные значения напряжений на растяжение оказались выше допустимых по нормативным документам на 0,45 МПа.

3. С учетом предварительно напряженной арматуры во время землетрясения максимальное сжимающее напряжение в верхней стороне пролетного строения равно –6,7 МПа, а в нижней стороне –4,2 МПа. Предварительно напряженное состояние пролетного строения обеспечивает его работу в области сжимающих напряжений, тем самым гарантирует сейсмостойкость моста при землетрясении интенсивностью 7 баллов.

4. Максимальное смещение элементов железобетонного железнодорожного моста по его продольной оси, определенное на основании реальных записей 7-балльного землетрясения Boshroyeh, составило 0,008 м. Из этого следует, что нет опасности падения пролетного строения с мостовых опор.

## СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Мирзаев И., Шермухамедов У. З., Аскарова Д. С. Влияние податливости основания на сейсмостойкость железнодорожных мостов // Путевой навигатор. 2023. № 52 (82). С. 60–67.
2. Safety assessment of existing prestressed reinforced concrete bridge decks through different approaches / M. Ferrara, D. Gino, E. Miceli [et al.] // *Structural Concrete*. 2024. P. 117859. <https://doi.org/10.1002/suco.202301049>.
3. Corrosion effects on the flexural performance of prestressed reinforced concrete beams / S. Imperatore, A. Benenato, S. Spagnuolo [et al.] // *Construction and Building Materials*. 2024. Vol. 441. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.134581>.
4. Experimental study on the fundamental frequency of prestressed concrete bridge beams with parabolic unbonded tendons / M. Bonopera, K. C. Chang, C. C. Chen [et al.] // *Journal of Sound and Vibration*. 2019. Vol. 455. P. 150–160. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2019.04.038>.
5. Tullini N., Rebecchi G., Laudiero F. Bending tests to estimate the axial force in tie-rods // *Mechanics Research Communications*. 2012. Vol. 44. P. 57–64. <https://doi.org/10.1016/j.mechrescom.2012.06.005>.
6. Experimental Study on Vibration Characteristics of Prestressed Concrete Beam / Y. Toyota, T. Hirose, Syuichi Ono, K. Shidara // *Procedia Engineering*. 2017. Vol. 171. P. 1165–1172. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.01.483>.
7. Damage detection in a post tensioned concrete beam – Experimental investigation / M. P. Limongelli, D. Siegert, E. Merliot [et al.] // *Engineering Structures*. 2016. Vol. 128. P. 15–25. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.09.017>.
8. Определение выгиба большепролетных железобетонных балок от преднапряжения арматуры методом конечных элементов / П. П. Гайджуров, Э. Р. Исхакова, Сами Фахль Аль-Джабоби, Махмуд Абдо Хаса Аль-Хадж // *Строительство и архитектура. Известия вузов. Северо-Кавказский регион. Технические науки*. 2017. № 4. С. 86–91. <https://doi.org/10.17213/0321-2653-2017-4-86-91>.
9. Портаев Д. В. Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий. Москва : АСВ, 2011. 248 с.
10. Evaluating the early-age behaviour of full-scale prestressed concrete beams using distributed and discrete fibre optic sensors / L. J. Butler, N. Gibbons, P. He [et al.] // *Construction and Building Materials*. 2016. Vol. 126. P. 894–912. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.086>.
11. Calculation of the stress-strain state of monolithic bridges on the action of real seismic impacts / U. Shermukhamedov, I. Mirzaev, A. Karimova, D. Askarova // V International Scientific Conference “Construction Mechanics, Hydraulics and Water Resources Engineering”. CONMECHYDRO – 2023. E3S Web of Conferences. 2023. Vol. 401. P. 05080. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202340105080>.
12. Mirzaev I., Askarova D. Spatial oscillations of a railway bridge under the impact of a real earthquake // V Central Asian Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 2022. P. 91–95.
13. Прикладные задачи сейсмодинамики сооружений. Книга 2 / Т. Р. Рашидов, С. В. Кузнецов, Б. М. Мардонов, И. Мирзаев. Ташкент : Навруз, 2021. 172 с.
14. Использование упругого полупространства для моделирования оснований при оценке сейсмостойкости больших мостов / И. О. Кузнецова, А. М. Уздин, У. З. Шермухамедов, В. Хайбинь // *Вестник гражданских инженеров*. 2010. № 3 (24). С. 91–95.
15. ШНК 2.05.03–12. Мосты и трубы. Ташкент, 2012.

## References

1. Mirzaev I., Shermukhamedov U. Z. and Askarova D. S. Influence of the base pliability on the seismic resistance of railway bridges. *Trip Navigator*. 2023;(82):60–67. (In Russ.).
2. Ferrara M., Gino D., Miceli E., Giordano L., Malavisi M., Bertagnoli G. Safety assessment of existing prestressed reinforced concrete bridge decks through different approaches. *Structural Concrete*. 2024. P. 117859. <https://doi.org/10.1002/suco.202301049>.
3. Imperatore S., Benenato A., Spagnuolo S., Ferracuti B. and Kioumars M. Corrosion effects on the flexural performance of prestressed reinforced concrete beams. *Construction and Building Materials*. 2024;441:134581. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.134581>.
4. Bonopera M., Chang K. C., Chen C. C., Sung Y. C., Tullini N. Experimental study on the fundamental frequency of prestressed concrete bridge beams with parabolic unbonded tendons. *Journal of Sound and Vibration*. 2019;455:150–160. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2019.04.038>.

5. Tullini N., Rebecchi G., Laudiero F. Bending tests to estimate the axial force in tie-rods. *Mechanics Research Communications*. 2012;44:57–64. <https://doi.org/10.1016/j.mechrescom.2012.06.005>.
6. Toyota Y., Hirose T., Ono Syuichi, Shidara K. Experimental Study on Vibration Characteristics of Prestressed Concrete Beam. *Procedia Engineering*. 2017;171:1165–1172. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.01.483>.
7. Limongelli M. P., Siegert D., Merliot E., Waeytens J., Bourquin F., Vidal R., Corvec V. Le., Gueguen I., Cottineau L. M. Damage detection in a post tensioned concrete beam – Experimental investigation. *Engineering Structures*. 2016;128:15–25. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.09.017>.
8. Gaydzhurov P. P., Iskhakova E. R., Al-Jabobi Sami Fahl, Al-Yaj Mahmoud Abdo Hasa. Definition of camber long-span reinforced concrete girders in pre-stressed reinforcement finite element. *Civil Engineering Building and Architecture. News of Higher Educational Institutions. Severo-Kavkazskii Region. Technical Science*. 2017;(4):86–91. <https://doi.org/10.17213/0321-2653-2017-4-86-91>. (In Russ.).
9. Portaev D. V. Calculation and design of monolithic prestressed structures for civil buildings. Moscow, ASV; 2011. 248 p. (In Russ.).
10. Liam J. Butler, Niamh Gibbons, Ping He, Campbell Middleton, Mohammed Z.E.B. Elshafie. Evaluating the early-age behaviour of full-scale prestressed concrete beams using distributed and discrete fibre optic sensors. *Construction and Building Materials*. 2016;126:894–912. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.086>.
11. Shermukhamedov U., Mirzaev I., Karimova A., Askarova D. Calculation of the stress-strain state of monolithic bridges on the action of real seismic impacts. *V International Scientific Conference. Construction Mechanics, Hydraulics and Water Resources Engineering. CONMECHYDRO – 2023*. E3S Web of Conferences. 2023. Volume 401. P. 05080. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202340105080>.
12. Mirzaev I., Askarova D. Spatial oscillations of a railway bridge under the impact of a real earthquake. *V Central Asian Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2022. P. 91–95.
13. Rashidov T. R., Kuznetsov S. V., Mardonov B. M., Mirzaev I. Applied Problems of Seismodynamics of Structures. Book 2. Tashkent: Navruz; 2021. 172 p. (In Russ.).
14. Kuznetsova I. O., Uzdin A. M., Shermukhamedov U. Z., Haibin W. Using the elastic semispace for modelling the bases for estimating the seismic stability of the large bridges. *Bulletin of Civil Engineers*. 2010;(24)3:91–95. (In Russ.).
15. ShNK 2.05.03-12. Bridges and pipes. Tashkent; 2012. (In Russ.).

### **Информация об авторах**

*И. Мирзаев* – профессор кафедры «Прикладная механика» Ташкентского государственного транспортного университета, доктор физико-математических наук.

*Д. С. Аскарлова* – базовый докторант кафедры «Прикладная механика» Ташкентского государственного транспортного университета.

### **Information about the authors**

*I. Mirzaev* – Professor of the Applied Mechanics Department, Tashkent State Transport University, Doctor of Physical and Mathematical Sciences.

*D. S. Askarova* – Base Doctoral Student of the Applied Mechanics Department, Tashkent State Transport University.

Статья поступила в редакцию 01.04.2024; одобрена после рецензирования 13.06.2024; принята к публикации 04.07.2024.

The article was submitted 01.04.2024; approved after reviewing 16.05.2024; accepted for publication 04.07.2024.

## СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья

УДК 624.139

doi 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_15

### Применение информационных моделей искусственных сооружений для мониторинга и прогноза безопасной эксплуатации в криолитозоне

Анастасия Александровна Петерс<sup>1</sup>, Сергей Анатольевич Кудрявцев<sup>2</sup>,  
Татьяна Юрьевна Вальцева<sup>3</sup>, Илья Викторович Шестаков<sup>4</sup>✉

<sup>1,2,3,4</sup> Дальневосточный государственный университет путей сообщения, Хабаровск, Россия

<sup>1</sup> aa\_peters@mail.ru

<sup>2</sup> olgakudr56@mail.ru

<sup>3</sup> vtu25@mail.ru

<sup>4</sup> ilia\_83@bk.ru ✉

**Аннотация.** Вопросы, связанные с эксплуатацией искусственных сооружений (ИССО) в северной строительно-климатической зоне, которая охватывает 40 % территории Российской Федерации и 80 % территории Дальнего Востока России, являются важными во всех аспектах. При этом речь идет не только о существующих искусственных сооружениях транспортной инфраструктуры, но и о строящихся, а также об объектах, строительство которых планируется. К примеру, на территории, находящейся в ведении Дальневосточной железной дороги, на 1 км пути приходится один объект, относящийся к малым ИССО; данные объекты расположены в криолитозоне, что накладывает дополнительные требования по контролю за техническим состоянием и проведению дополнительных мероприятий, направленных на предотвращение перехода конструкций объекта в аварийное состояние. Существующие на сегодняшний день способы мониторинга технического состояния позволяют контролировать и с высокой степенью достоверности прогнозировать возможные условия, причины и последствия возникновения инцидентов, тем не менее, с учетом роста возможности цифрового моделирования, визуализации и прогнозирования, целесообразно использовать все имеющиеся возможности для формирования информационных моделей объектов ИССО для наиболее эффективного сохранения их работоспособного состояния.

В статье рассматривается пример численного моделирования основания и фундамента ИССО, приведено решение численной задачи по распределению тепловых полей, выполнено решение численной задачи с прогнозом изменения во временной перспективе. Целью настоящего исследования являлась оценка возможных негативных событий на различных этапах жизненного цикла ИССО и построение цифровой модели для прогноза безопасной эксплуатации.

В результате получена цифровая модель фундаментов, которая может быть использована для решения различных задач, приведено обоснование целесообразности построения информационных моделей сооружений транспортной инфраструктуры.

**Ключевые слова:** промерзание грунта, основание, фундамент, ИССО, численное моделирование, информационная модель, мониторинг, безопасная эксплуатация

**Для цитирования:** Применение информационных моделей искусственных сооружений для мониторинга и прогноза безопасной эксплуатации в криолитозоне / А. А. Петерс, С. А. Кудрявцев, Т. Ю. Вальцева, И. В. Шестаков // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2024. № 4 (71), спецвыпуск. С. 15–26. DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_15.

## BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

### Digital models of the artificial structures for monitoring and forecasting safe operation in the cryolithic zone

Anastasia A. Peters<sup>1</sup>, Sergey A. Kudryavtsev<sup>2</sup>, Tatyana Yu. Valtseva<sup>3</sup>, Ilya V. Shestakov<sup>4</sup>✉

<sup>1,2,3,4</sup> Far Eastern State Transport University, Khabarovsk, Russia

<sup>1</sup> aa\_peters@mail.ru

<sup>2</sup> olgakudr56@mail.ru

<sup>3</sup> vtu25@mail.ru

<sup>4</sup> ilia\_83@bk.ru ✉



**Abstract.** Issues related to the operation of artificial structures in the northern construction and climatic zone, which covers 40 percent of the territory of the Russian Federation and 80 percent of the territory of the Russian Far East are important in all aspects. At the same time, we are talking not only about existing artificial structures of the transport infrastructure, but also about objects under construction, as well as about objects planned for construction. For example, in the territory under the jurisdiction of the Far Eastern Railway, there is 1 object per 1 km of track belonging to small artificial structures, these objects are located in the cryolithic zone, which imposes additional requirements for monitoring the technical condition and carrying out additional measures aimed at preventing the transition of the object's structures to an emergency state. The currently existing methods of monitoring the technical condition make it possible to control and predict with a high degree of reliability possible conditions, causes and consequences of incidents, however, taking into account the growth of the possibility of digital modeling, visualization and forecasting, it is advisable to use all available possibilities for the formation of digital models of artificial structures objects, for the most effective preservation of their working condition.

The article reviews an example of numerical modeling and digital simulation of base and foundation of artificial structures, given a solution of the numerical task of thermal fields distribution, also solved a numerical task with a forecasting of changes in the time perspective. The purpose of this research was assessment of possible negative events at various stages of the artificial structure's life cycle and establishing a digital model for the forecasting safe operations.

As a result, a digital model of foundations was obtained, which can be used to solve various tasks.

**Keywords:** soil freezing, base, foundation, artificial structures, numerical modeling, digital model, monitoring, safe operation

**For citation:** Peters A. A., Kudryavtsev S. A., Valtseva T. Yu., Shestakov I. V. Digital models of the artificial structures for monitoring and forecasting safe operation in the cryolithic zone. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2024;(71):15–26. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_15.

### Введение

Поскольку искусственные сооружения (ИССО) являются не только важными объектами инфраструктуры, но и стратегическими объектами, обеспечение их безопасной эксплуатации является важной задачей. Стоит отметить, что на территории Дальневосточного федерального округа мостовые сооружения эксплуатируются в условиях сурового климата, многолетней мерзлоты и значительных нагрузок, поэтому в рамках развития Восточного полигона «Российских железных дорог» повышаются требования к обеспечению безаварийной эксплуатации мостовых сооружений. На сегодняшний день целесообразным признано проведение мониторинга технического состояния строительных конструкций искусственных сооружений [1, с. 7–45]. Для обеспечения качественного хранения результатов измерений при проведении мониторинга, реконструкций, усиления и капитальных ремонтов необходимо формировать цифровые двойники искусственных сооружений [1, с. 28–29; 2, с. 7–13]. В данной области выполнены значительные исследования [3, с. 16–23; 4; 5, с. 1–8; 6, с. 1–34].

В связи с повышенными требованиями к ИССО необходимо учитывать влияние суровых климатических условий на их эксплуатационные характеристики. На сегодняшний день накоплен значительный опыт эксплуатации ИССО в условиях северной строительной

климатической зоны и криолитозоны. Полученные по результатам многолетних исследований данные позволяют систематизировать виды повреждений ИССО на транспорте и распределить их по конструктивным элементам (рис. 1).

Как видно из диаграммы, большая часть повреждений связана с деформациями и повреждениями основных балок и ферм мостовых конструкций в процессе эксплуатации, что является следствием целого ряда факторов, имеющих место в жизненном цикле любого объекта транспортной инфраструктуры.

В целом эти факторы можно распределить следующим образом:

- 1) общая потеря несущей способности, сверхнормативные деформации;
- 2) снижение несущей способности от воздействия климатических факторов (коррозия, циклическое воздействие максимальных температур);
- 3) ослабление креплений (болтовых, клепаных, сварных) узлов и соединений конструкций;
- 4) повреждения и деформации конструкций от механических внешних воздействий;
- 5) стихийные бедствия.

При этом формирование информационных моделей грунтовых условий в криолитозоне, как правило, носит частный характер, без создания постоянных паспортов для грунтов и оснований.

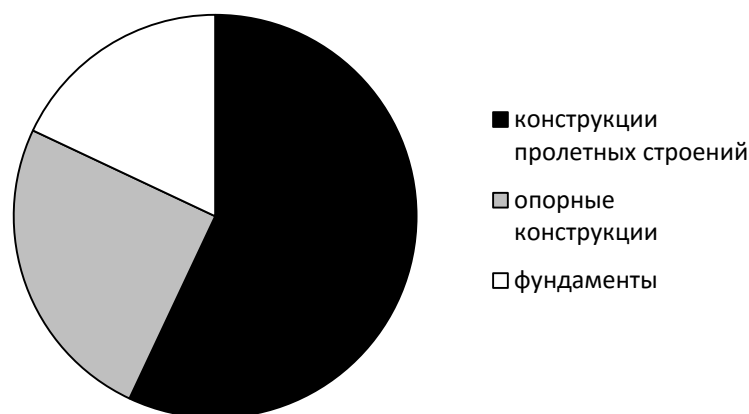


Рис. 1. Дефекты ИССО, возникающие в процессе их эксплуатации

### Материалы и методы исследования

Для контроля технического состояния ИССО и предотвращения развития деформаций и повреждений, за исключением непредвиденных, на сегодняшний день существует, действует и развивается система мониторинга, позволяющая в режиме реального времени отслеживать изменения НДС строительных конструкций, анализировать причины и факторы, влияющие на повреждения и деформации конструкций мостовых сооружений [1, с. 27–28; 3, с. 16–23; 4, с. 1–13, 121–125; 5, с. 1–8; 6, с. 1–34; 7, с. 2; 8, с. 4; 9, с. 7–45, 28; 10, с. 115–116; 11, с. 5–7; 12, с. 43–45].

Наиболее эффективным является мониторинг с применением волоконно-оптического оборудования и сенсоров, что позволяет получать наиболее полную информацию о нагрузках и деформациях строительных конструкций ИССО. Помимо основных показателей: прогибов балок, перемещений опорных участков и отклонений от вертикальных положений, – производится оценка влияния вибрационных воздействий, в том числе на окружающую среду и на соседние здания и сооружения. Показания регистрируются и записываются с целью изучения и анализа [1, с. 27–28; 3, с. 16–23; 4, с. 1–8; 5, с. 1–8; 6, с. 1–34; 11, с. 2–7].

Пример размещения датчиков приведен на рис. 2.

Одновременно с устройством волоконно-оптического оборудования целесообразно создавать цифровую модель объекта мониторинга для возможности дальнейшего моделирова-

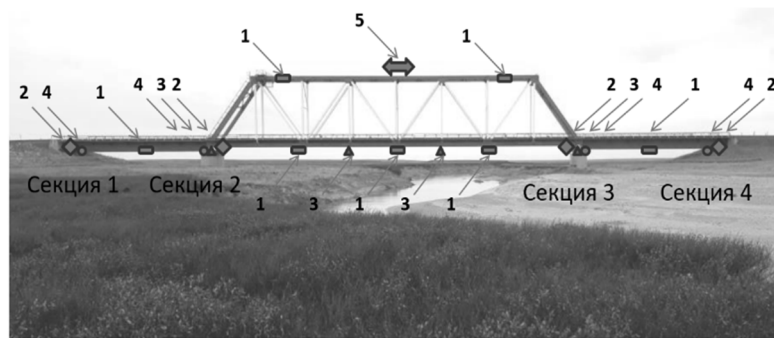
ния развития негативных процессов на основании полученных данных от сенсоров.

Цифровая модель ИССО (рис. 3) помогает решить целый спектр задач, в том числе выполнить поиск оптимального расположения сенсоров [1, с. 27–28; 3, с. 16–23; 4, с. 1–8; 5, с. 1–8; 6, с. 1–34; 10, с. 115–116; 11, с. 5–7; 12, с. 43–45].

Кроме того, данный способ показывает максимальную эффективность при подготовке ИССО к капитальным ремонтам, реконструкции или модернизации. В цифровую модель можно вносить данные, в том числе включающие выявленные ранее дефекты и повреждения, что совместно с применением волоконно-оптических сенсоров позволяет оценить влияние внешних факторов на развитие негативных тенденций, а также выявить возможные участки развития новых дефектов, концентрируя на этих участках внимание при эксплуатации [1, с. 27–28; 2, с. 7–13].

Основная проблема эксплуатации ИССО в криолитозоне заключается в возможной деформации оснований и фундаментов вследствие деградации многолетней мерзлоты. При этом характер повышения температуры мерзлых грунтов, к сожалению, носит непредсказуемый характер, внешне проявляется в деформации опор мостовых сооружений [11, с. 5–7; 12, с. 43–45].

В соответствии с действующими нормативно-техническими документами, в зависимости от физико-механических характеристик грунтов возможно решение о применении тех



Номер датчика на схеме	Наименование датчика	Количество датчиков
1	Датчики деформации	7х2
2	Датчики перемещений	4х2
3	Датчики вибрации (акселерометры)	4х2
4	Инклинометры	4х2
5	Моностабильный датчик	1

Рис. 2. Принципиальная схема расположения датчиков для диагностики ИССО в Московской области

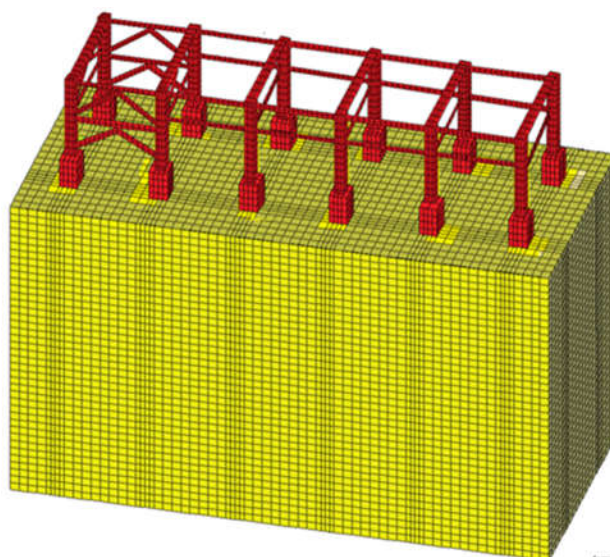


Рис. 3. Пример цифровой модели ИССО

или иных способов строительства и эксплуатации ИССО в криолитозоне на основании первого и второго принципа строительства на многолетнемерзлых грунтах [11, с. 5–7; 12, с. 43–45].

Применение мониторинга температурного режима грунтов позволяет определять возникновение опасных тенденций, связанных с повышением температуры в определенных зонах грунтового массива. При этом, с учетом повышения рисков, а также общих требований к повышению надежности объектов транспортной инфраструктуры, помимо периодического мониторинга с замерами температуры в определенные периоды, эффективным является приме-

нение непрерывного контроля с использованием волоконно-оптических сенсоров [1, с. 27–28; 3, с. 16–23; 4, с. 1–8; 5, с. 1–8; 6, с. 1–34; 7, с. 2; 8, с. 4; 9, с. 28; 10, с. 115–116; 11, с. 5–7; 12, с. 43–45; 13, с. 3–13].

Для наиболее эффективной оценки развития негативных процессов, в частности повышения предельных значений мерзлых грунтов, применяется численное моделирование, с оценкой возможности развития деградации мерзлоты в интересующих участках [2, с. 7–13; 3, с. 16–23; 4, с. 1–8; 5, с. 1–8; 6, с. 1–34; 7, с. 2; 8, с. 4; 10, с. 115–116; 11, с. 5–7; 12, с. 43–45].

Пример подобного решения приведен на рис. 4, где показано распределение температурных полей по результатам численной задачи, на основании физико-механических характеристик грунта и результатов периодического мониторинга температурного режима многолетнемерзлых грунтов, с замером температуры в термоскважинах.

Для оценки изменения температуры через пять лет выполнено решение теплофизической задачи на основании имеющихся тенденций (рис. 5).

Оценивая разницу в имеющихся результатах, необходимо отметить развитие по глубине мерзлого грунта зоны с температурой  $-1^{\circ}\text{C}$ . Если по состоянию на 2022 г. данная температура распространена на глубине более 10 м, то к 2027 г. глубина ее распространения уменьшится до 7 м, что свидетельствует о постоянном процессе деградации многолетнемерзлых грунтов на данном участке, а это в перспективе может привести к неконтролируемому снижению несущей способности основания и осадке фундамента.

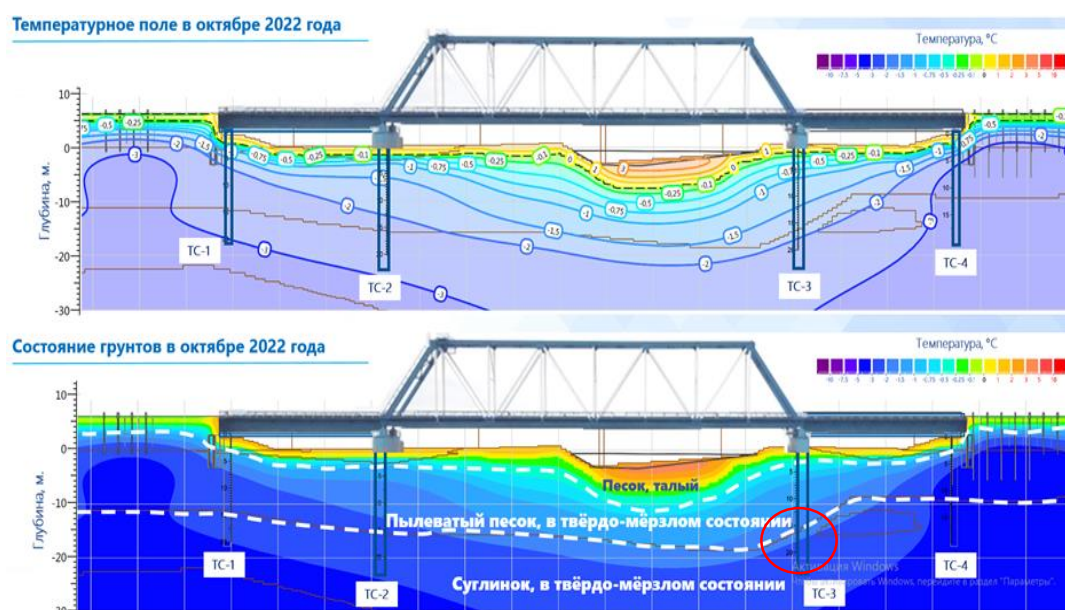


Рис. 4. Решение численной задачи по распределению тепловых полей по результатам периодического мониторинга температурного режима грунтов

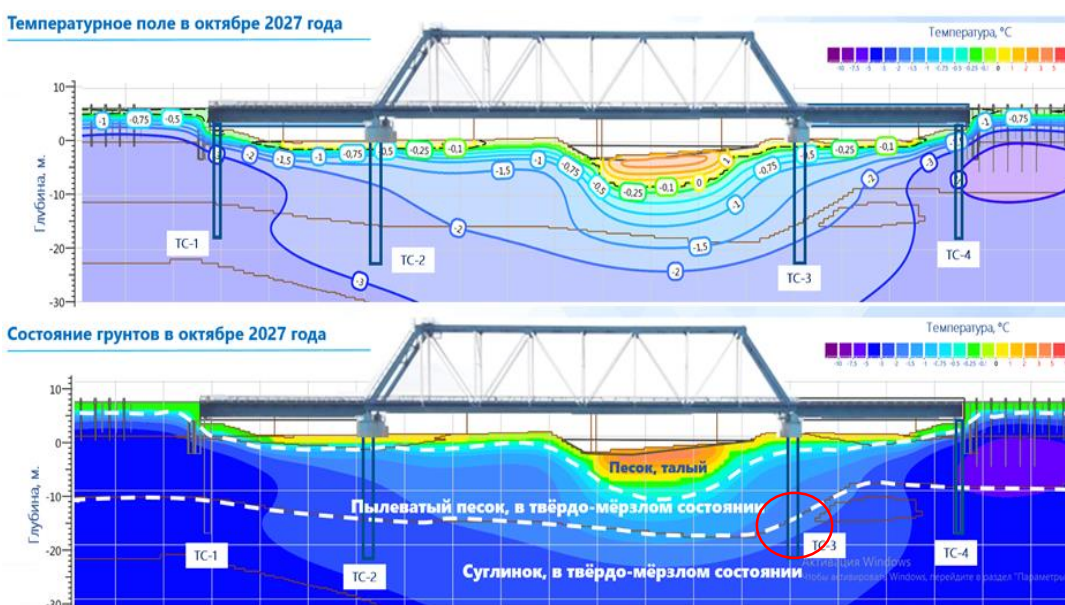


Рис. 5. Решение численной задачи по распределению тепловых полей с прогнозом их изменения в 2027 г.



Анализ изменений температуры грунта на глубине 10–15 м представлен на рис. 6, он показывает, что без применения мероприятий по снижению увеличения зоны грунта с повышенной температурой тенденция будет продолжать свое развитие.

Необходимо отметить, что на рассматриваемом объекте негативные тенденции выявлены в первую очередь в пределах чаши речного русла. В то же время малые ИССО на территории Дальневосточной железнодорожной инфраструктуры служат для преодоления именно маловодных рек. В связи с чем определение факторов, негативно влияющих на рост температуры в зоне распространения многолетней мерзлоты и возможное увеличение деятельного слоя, должно включать следующее:

- 1) актуальные морфометрические изыскания (определение характерных уровней, скоростей течения и расходов воды, построение продольного фактического профиля реки, актуальные гидрологические данные о водотоке);
- 2) учет влияния предельного температурного состояния чаши реки;
- 3) учет влияния предельного переформирования берегов реки;
- 4) учет фильтрации воды через сквозной талик предельных размеров под рекой;
- 5) учет наличия дополнительных опасных геологических процессов.

Необходимо отметить, что если для надфундаментных конструкций контроль технического

состояния является задачей, имеющей достаточно большое количество решений, особенно с учетом существующих на сегодняшний день способов мониторинга и возможностей составления информационных моделей с последующим решением задач, учитывающих различные негативные факторы, то для фундаментов, находящихся в толще мерзлых грунтов, построение точных информационных моделей-двойников является, по сути, единственной возможностью объективно оценивать возможность безаварийной эксплуатации.

С учетом приведенного выше примера является целесообразным составление информационных моделей, особенно фундаментов, возможно, с использованием различных программных продуктов (Frost 3D, «Борей 3D», FEM models Termoground), главным условием которых является учет всех факторов, влияющих на повышение температуры в рассматриваемых зонах многолетнемерзлых грунтов [2, с. 7–13; 7, с. 2, 28–29; 8, с. 4; 9, с. 28; 10, с. 115–116; 13, с. 3–13, 121–125].

К таким условиям можно отнести следующее:

- 1) учет влияния передачи тепла от опоры в толщу грунта при ширине фундамента более 500 мм;
- 2) учет влияния защитных мероприятий (термостабилизации, снижения температуры поверхности грунта или температурных мостиков);

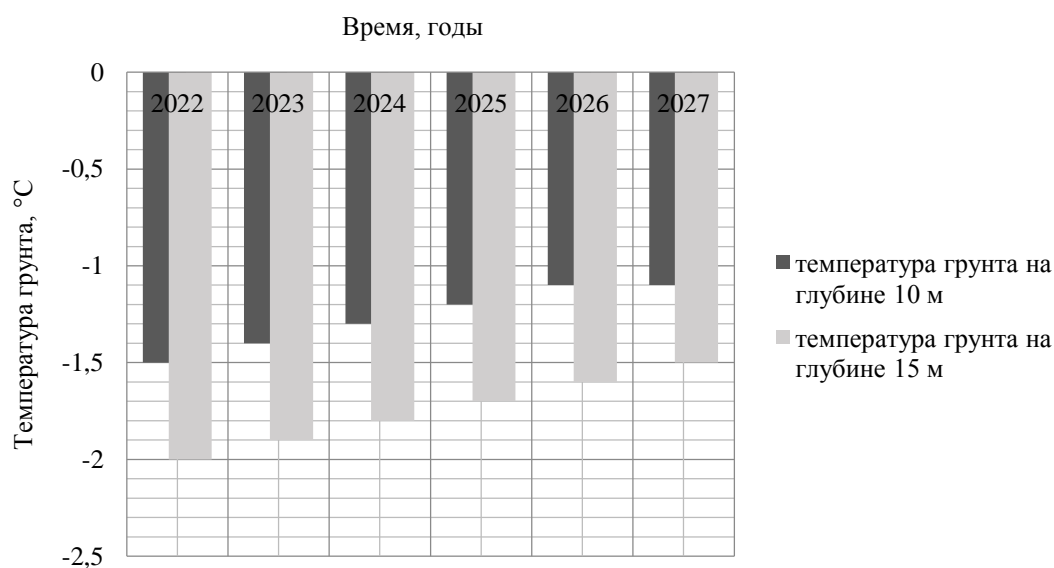


Рис. 6. Анализ изменений температуры грунта на глубине 10–15 м

3) учет негативных факторов (максимального обводнения грунта, большой скорости фильтрации).

В этом случае теплофизическая задача будет решаться на основании следующих зависимостей [14, с. 99]:

$$Z = \alpha \sqrt{t}, \quad (1)$$

$$\frac{\alpha}{2(a_{th})^{0.5}} = f \left\{ Ste, \left[ -\frac{T_g \lambda_f}{T_{surf} \lambda_{th}} \left( \frac{a_{th}}{a_f} \right)^{0.5} \right] \right\}, \quad (2)$$

где  $Z$  – глубина фронта оттаивания или промерзания, м;  $\alpha$  – коэффициент функций свойств грунта и граничных условий;  $t$  – время промерзания или оттаивания, сут;  $Ste$  – число Стефана, выражающееся коэффициентом выделения тепла в удельную теплоту фазовых превращений.

Число Стефана определяется как

$$Ste = \frac{C_{th} T_{surf}}{L_0}. \quad (3)$$

Параметры  $a_{th}$  и  $a_f$  – коэффициенты температурой проводимости талого и мерзлого грунта:

$$a_{th} = \frac{\lambda_{th}}{C_{th}}, \quad a_f = \frac{\lambda_f}{C_f}. \quad (4)$$

Стоит отметить, что наличие факторов, влияющих на увеличение теплопроводности в грунтовом массиве, учитывается при поста-

новке задачи и формировании граничных условий [14, с. 111–113].

Пример решения теплофизической задачи по протаиванию массива многолетнемерзлого грунта с учетом влияния существующего здания на температурный режим основания приведен на рис. 7. Как видно из примера, можно проследить динамику развития процесса протаивания грунта с учетом влияния имеющихся факторов и самого здания [14, с. 54, 99, 100].

Кроме того, для Дальневосточного полигона транспортной инфраструктуры были выполнены численные расчеты по определению развития процессов деградации многолетней мерзлоты с учетом влияния выявленных негативных факторов рис. 8–13.

Расчеты выполнялись на основании исходных данных: характеристик материалов строительных конструкций, физико-механических характеристик грунтов основания, температурных значений грунтов и наружного воздуха, гидрологических условий. Все это позволяет определять граничные условия для решения температурной и влажностной задачи в рамках теплофизических расчетов для получения точных данных, которые можно использовать как исходные цифровые модели при формировании электронной эксплуатационной документации как на объект в целом, так и на его отдельные части.

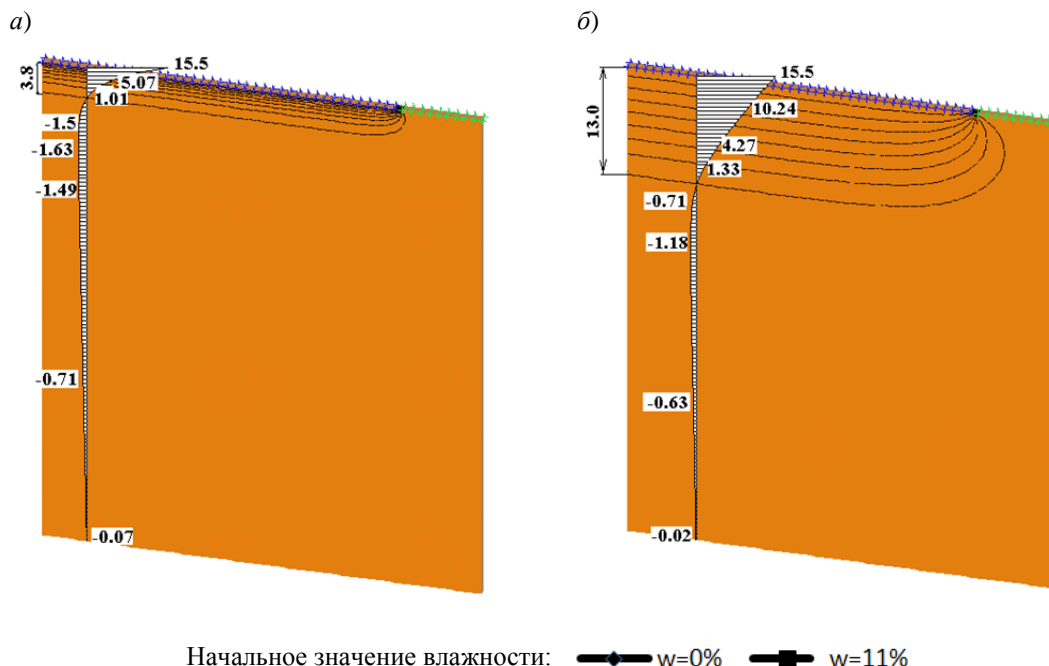
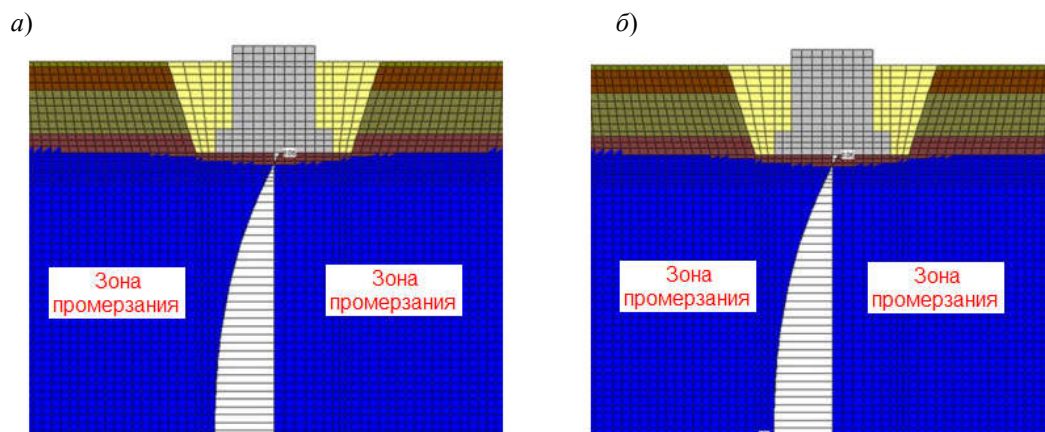


Рис. 7. Изолинии температур и чаша протаивания многолетнемерзлого грунта под зданием на период: а –  $1,0 \cdot 10^4$  (1,1 год); б –  $1,0 \cdot 10^5$  (11 лет); теплопроводность грунта  $\lambda_{th}$ : мерзлого –  $2,0 \cdot 10^3$  кал/(ч·м·°C) и талого –  $1,0 \cdot 10^3$  кал/(ч·м·°C); влажность грунта  $w = 0,18$  д. е.

Масштаб 1 : 100  
Отметка устья 522.15 м  
Общая глубина 10.00 м

№ слоя	Геологический индекс	Глубина залегания слоя, м		Мощность, м	Абс. отметка подошвы слоя, м	Лито-логический рисунок	Глубина отрыва образцов	Наименование пород и характеристика	Сведения о	
		от	до						поверхности	установленной
1	bQ	0.00	0.10	0.10	522.05			Почвенно-растительный слой	<div>Поверхность воды не встречается</div>	<div>Поверхность воды не встречается</div>
2	aQ	0.10	1.20	1.10	520.95			Оупесь твердая		
3	a-dQ	1.20	2.30	1.10	519.85			Оуглинок текучий		
4	aQ	2.30	8.00	5.70	514.15			Оуглинок твердотермальный сильнозлыстистый незасоленный массивной криотекстуры		
								Грунт галечниковый твердотермальный нельзистый незасоленный массивной криотекстуры		
5	aQ	8.00	10.00	2.00	512.15					

1 – почвенно-растительный слой; 2 – супесь твердая; 3 – суглинок текучий; 4 – суглинок твердомерзлый сильнольдистый незасоленный массивной криотекстуры; 5 – грунт галечниковый твердомерзлый нельдистый незасоленный массивной криотекстуры



22





Рис. 11. Инженерно-геологические исследования объекта

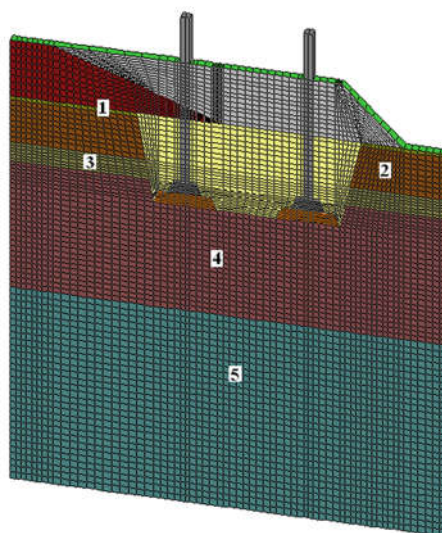
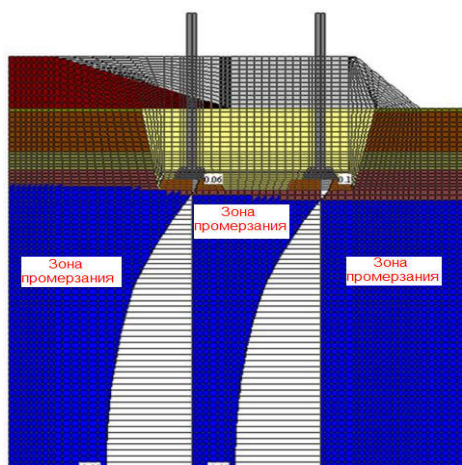


Рис. 12. Расчетная схема конструкции (пример 2):

1 – почвенно-растительный слой; 2 – супесь твердая; 3 – суглинок текучий;  
4 – суглинок с примесью органического вещества твердомерзлый сильнольдистый незасоленный массивной криотекстуры; 5 – грунт гравийный твердомерзлый нельдистый незасоленный массивной криотекстуры

а)



б)

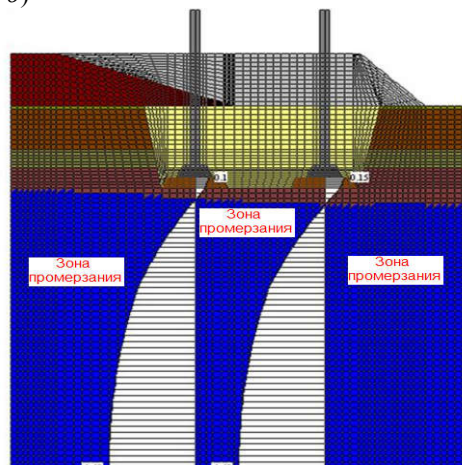


Рис. 13. Зоны промерзания и оттаивания грунта конструкции, эпюра температур, °С (к примеру 2):

а – на 1-й год (на октябрь); б – на 10-й год (на октябрь)



### Результаты исследования

Цифровые модели фундаментов получены по результатам численного моделирования и определения их фактических размеров, а также характеристик материалов на основании сейсмозондирования, что позволяет актуализировать информацию о строительных конструкциях и определить фактические значения. Полученная таким образом цифровая модель может быть использована для решения различных задач совместно с прилегающим объемом грунта. Стоит отметить положительный опыт использования подобных моделей для прогнозирования условий эксплуатации для различных режимов эксплуатации, в том числе при планировании ремонтов и реконструкций [1, с. 27–28; 2, с. 7–13; 3, с. 16–23; 4, с. 1–8; 5, с. 1–8; 6, с. 1–34; 8, с. 4; 9, с. 28; 10, с. 115–116; 11, с. 5–7; 12, с. 43–45; 13, с. 3–13; 14, с. 12–13].

### Выводы

По результатам проведенного исследования можно сделать следующие выводы:

1. Построение информационных моделей необходимо для формирования паспорта объекта, позволяющего использовать имеющуюся

информацию и вносимые в процессе проектирования, строительства и эксплуатации изменения для планирования капитальных ремонтов, модернизации и реконструкции, а также устранения последствий аварий.

2. Контроль получаемых результатов постоянного мониторинга на основе волоконно-оптических сенсоров позволяет в режиме реального времени оценивать возможные негативные события в жизненном цикле эксплуатируемого объекта, формируя достоверную информацию в его цифровой модели.

3. Для строящихся объектов и тех, чье строительство планируется, формирование информационных моделей можно назвать необходимостью, учитывая значительный объем информации при подготовке проектной и приемо-сдаточной документации в случае внесения изменений.

4. Для сбора достоверной информации при формировании информационных моделей существующих объектов необходима актуализация сведений как о фактическом состоянии строительных конструкций, так и о характеристиках грунтового массива с применением методов неразрушающего контроля.

### Список источников

1. СП 274.1325800.2016. Мосты. Мониторинг технического состояния. Москва : Стандартинформ, 2016. 45 с.
2. СП 333.1325800. 2020. Информационное моделирование в строительстве. Правила формирования информационной модели объектов на различных стадиях жизненного цикла. Москва : Стандартинформ, 2021. 190 с.
3. Скворцов А. В. Модели данных BIM для инфраструктуры // САПР и ГИС автомобильных дорог. 2015. № 1 (4). URL: [https://www.cadgis.ru/2015/4/CADGIS-2015-1\(4\)-02.Skvortsov\(BIM-models-for-infra\).pdf](https://www.cadgis.ru/2015/4/CADGIS-2015-1(4)-02.Skvortsov(BIM-models-for-infra).pdf) (дата обращения: 25.05.2024).
4. Бокарев С. А., Ращепкин А. А., Кошлань Ю. И. Электронное учебное пособие по строительству мостов с элементами 3-d моделирования // Наукоедение : интернет-журнал. 2013. № 3. URL: <https://naukovedenie.ru/PDF/104tvn313.pdf> (дата обращения: 25.05.2024).
5. Зайнагабдинов Д. А., Басов В. В. Проектирование и изготовление натурной модели плиты безбалластного мостового полотна // Молодая наука Сибири. URL: <https://ojs.irgups.ru/index.php/mns/article/view/753> (дата обращения: 25.05.2024).
6. Прочностной мониторинг мостовых сооружений и особенности его применения. Часть 2. Непрерывный мониторинг состояния мостовых сооружений / И. Г. Овчинников, И. И. Овчинников, О. И. Нигаматова, Е. С. Михалдыкин // Транспортные сооружения. 2014. Т. 1, № 2. URL: <https://t.s.today/PDF/01TS214.pdf> (дата обращения: 25.05.2024).
7. ГОСТ 25100–2020. Грунты. Классификация. Москва : Стандартинформ, 2020. 43 с.
8. СП 25.13330.2020 СНиП 2.02.04-88 Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Москва : Стандартинформ, 2021. 110 с.
9. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы : актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84\*. Москва : Минрегион РФ, 2011. 341 с.

10. Кудрявцев С. А., Петерс А. В., Шестаков И. В. Численное моделирование процессов промерзания и оттаивания при определении толщины теплоизоляции фундаментов // Сборник научных статей по итогам работы Международного научного форума «Наука и инновации – современные концепции». 2020. Т. 2. 110–120 с.
11. Geotechnical monitoring bearing capacity boring pile foundations of bridge during permafrost degradation / S. A. Kudryavtsev, T. Y. Valtseva, I. I. Gavrilov, Zh. I. Kotenko, N. Sokolova // Journal of Physics : Conference Series. 2. Series “Deep Foundations and Geotechnical Problems of Territories, DFGC 2021”. 2021. URL: [https://www.researchgate.net/publication/352499215\\_Geotechnical\\_monitoring\\_bearing\\_capacity\\_boring\\_pile\\_foundations\\_of\\_bridge\\_during\\_permafrost\\_degradation](https://www.researchgate.net/publication/352499215_Geotechnical_monitoring_bearing_capacity_boring_pile_foundations_of_bridge_during_permafrost_degradation) (дата обращения: 25.05.2024).
12. Влияние изменений физико-механических характеристик основания на жизненный цикл зданий и сооружений в южных районах Дальнего Востока / С. А. Кудрявцев, Т. Ю. Вальцева, А. А. Петерс [и др.] // Материалы IX Всероссийской научно-практической конференции «Инженерное дело на Дальнем Востоке России». Владивосток, 2024. 534 с.
13. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Москва : Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, 2016. 186 с.
14. Кудрявцев С. А., Сахаров И. И., Парамонов В. Н. Промерзание и оттаивание грунтов практические примеры и конечноэлементные расчеты. Санкт-Петербург : Георекострукция, 2014. 248 с.

## References

1. SP 274.1325800.2016. Bridges. Technical state monitoring. Moscow: Standardinform; 2016. 45 p. (In Russ.).
2. SP 333.1325800. 2020. Information modeling in construction. Rules for forming an information model of objects at various stages of the life cycle. Moscow: Standardinform; 2021. 190 p. (In Russ.).
3. Skvortsov A. V. BIM data models for infrastructure. *CAD and GIS of Highways*. 2015. No. 1 (4). (In Russ.). URL: [https://www.cadgis.ru/2015/4/CADGIS-2015-1\(4\)-02.Skvortsov\\_\(BIM-models-for-infra\).pdf](https://www.cadgis.ru/2015/4/CADGIS-2015-1(4)-02.Skvortsov_(BIM-models-for-infra).pdf).
4. Bokarev S. A., Raschepkin A. A., Koshlan Yu. I. Electronic textbook on the construction of bridges with elements of 3-d modeling. *Internet Journal SCIENCE*. 2013. No. 3. (In Russ.). URL: <https://naukovedenie.ru/PDF/104tvn313.pdf>.
5. Zainagabdinov D. A., Basov V. V. Design and production of a full-scale model of a ballast-free bridge deck. *Young Science of Siberia*. (In Russ.). URL: <https://ojs.irsups.ru/index.php/mns/article/view/753>.
6. Ovchinnikov I. G., Ovchinnikov I. I., Nigmatova O. I., Mikhaldykin E. S. Strength monitoring of bridge structures and features of its application. Part 2. Continuous monitoring of the condition of bridge structures. *Transport Structures*. 2014;1(2). (In Russ.). URL: <https://t-s.today/PDF/01TS214.pdf>.
7. GOST 25100–2020. Soils. Classification. Moscow: Standartinform; 2020. 43 p. (In Russ.).
8. SP 25.13330.2020 SNIIP 2.02.04-88 Bases and foundations on permafrost soils. Moscow: Standartinform; 2021. 110 p. (In Russ.).
9. SP 35.13330.2011. Bridges and pipes. Updated edition of SNIIP 2.05.03-84\*. Moscow: Ministry of Regional Development of the Russian Federation; 2011. 341 p. (In Russ.).
10. Kudryavtsev S. A., Peters A. V., Shestakov I. V. Numerical modeling of freezing and thawing processes when determining the thickness of thermal insulation of foundations. *Proceedings of Scientific Articles Based on the Results of the International Scientific Forum. Science and Innovation – Modern Concepts*. 2020. Vol. 2. 138 p. (In Russ.).
11. Kudryavtsev S. A., Valtseva T. Y., Gavrilov I. I., Kotenko Zh. I., Sokolova N. Geotechnical monitoring bearing capacity boring pile foundations of bridge during permafrost degradation. *Journal of Physics: Conference Series. 2. Ser. Deep Foundations and Geotechnical Problems of Territories, DFGC 2021*. 2021. URL: [https://www.researchgate.net/publication/352499215\\_Geotechnical\\_monitoring\\_bearing\\_capacity\\_boring\\_pile\\_foundations\\_of\\_bridge\\_during\\_permafrost\\_degradation](https://www.researchgate.net/publication/352499215_Geotechnical_monitoring_bearing_capacity_boring_pile_foundations_of_bridge_during_permafrost_degradation).
12. Kudryavtsev S. A., Valtseva T. Yu., Peters A. A., Chub P. S., Shestakov I. V. The influence of changes in the physical and mechanical characteristics of the foundation on the life cycle of buildings and structures in the southern regions of the Far East. *Proceedings of the IX All-Russian Scientific and Practical Conference. Engineering in the Russian Far East*. Vladivostok; 2024. 534 p. (In Russ.).
13. SP 22.13330.2016. Foundations of buildings and structures. Moscow: Ministry of Construction and Housing and Communal Services of the Russian Federation; 2016. 186 p. (In Russ.).
14. Kudryavtsev S. A., Sakharov I. I., Paramonov V. N. Freezing and thawing of soils, practical examples and finite element calculations. Saint Petersburg: Georekonstruktsiya; 2014. 248 p. (In Russ.).

### **Информация об авторах**

*А. А. Петерс* – старший преподаватель кафедры «Мосты, тоннели и подземные сооружения» Дальневосточного государственного университета путей сообщения.

*С. А. Кудрявцев* – профессор кафедры «Мосты, тоннели и подземные сооружения» Дальневосточного государственного университета путей сообщения, доктор технических наук.

*Т. Ю. Вальцева* – доцент кафедры «Мосты, тоннели и подземные сооружения» Дальневосточного государственного университета путей сообщения, кандидат технических наук.

*И. В. Шестаков* – старший преподаватель кафедры «Мосты, тоннели и подземные сооружения» Дальневосточного государственного университета путей сообщения, кандидат технических наук.

### **Information about the authors**

*A. A. Peters* – Senior Lecturer of the Bridges, Tunnels and Underground Structures Department, Far Eastern State Transport University.

*S. A. Kudryavtsev* – Professor of the Bridges, Tunnels and Underground Structures Department, Far Eastern State Transport University, Doctor of Engineering.

*T. Yu. Valtseva* – Associate Professor of the Bridges, Tunnels and Underground Structures Department, Far Eastern State Transport University, Candidate of Engineering.

*I. V. Shestakov* – Senior Lecturer of the Bridges, Tunnels and Underground Structures Department, Far Eastern State Transport University, Candidate of Engineering.

Статья поступила в редакцию 12.04.2024; одобрена после рецензирования 18.06.2024; принята к публикации 18.07.2024.

The article was submitted 12.04.2024; approved after reviewing 18.06.2024; accepted for publication 18.07.2024.

## СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья  
УДК 624-2/-9  
doi 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_34

### Математическое моделирование мероприятий по инженерной защите мостовых переходов от гидродинамических воздействий морской водной среды

Галина Вячеславовна Тлявлиная<sup>1✉</sup>, Константин Николаевич Макаров<sup>2</sup>,  
Роман Маратович Тлявлин<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Российский университет транспорта (МИИТ), Москва, Россия

<sup>1,3</sup> Научно-исследовательский центр «Морские берега» – обособленное подразделение  
Научно-исследовательского института транспортного строительства, Сочи, Россия

<sup>2</sup> Сочинский государственный университет, Сочи, Россия

<sup>1</sup> TlyavlinaGV@Tsniiis.com✉

<sup>2</sup> ktk99@mail.ru

<sup>3</sup> TlyavlinRM@Tsniiis.com

**Аннотация.** В настоящей статье объектом исследований являются сооружения инженерной защиты мостовых переходов от гидродинамических воздействий морской водной среды. Рассматриваются проблемы проектирования и вопросы оценки волновых воздействий с целью выбора метода инженерной защиты.

На примере конкретного участка Туапсе – Адлер Северо-Кавказской железной дороги выполнено математическое моделирование волновых условий и литодинамических процессов в береговой зоне. Для защиты от размыва морскими волнами пяти железнодорожных мостов, расположенных на данном участке, а также земляного полотна железной дороги рассмотрены три варианта сооружений инженерной защиты: искусственный свободный пляж (защитная волногасящая полоса) с периодическими эксплуатационными пополнениями, искусственный пляж с пляжеудерживающими сооружениями (бунами) и волногасящая берма из камня.

Исследования выполнены методом математического моделирования по программам проф. К. Н. Макарова, реализующим модели распространения и трансформации волн, а также литодинамических процессов береговой зоны морей, являющимся основой нормативных методик СП 38.13330.2018 и СП 277.125800.2016.

Моделирование генерации волн на глубокой воде, их трансформации и рефракции в прибрежной зоне моря, а также расчеты вдольберегового транспорта наносов выполнены с использованием разработанных цифровых моделей местности.

По результатам математического моделирования получены параметры ветровых волн, воздействующих на сооружения в морской береговой зоне рассматриваемого участка, и параметры вдольберегового транспорта наносов. Определены объемы отсыпок для создания защитной волногасящей полосы, проведена оценка пляжеудерживающей способности бун. Установлены параметры волногасящей бермы.

**Ключевые слова:** берегозащита, берма, защитный откос, инженерная защита, математическое моделирование, морские волны, мостовой переход

**Для цитирования:** Тлявлиная Г. В., Макаров К. Н., Тлявлин Р. М. Математическое моделирование мероприятий по инженерной защите мостовых переходов от гидродинамических воздействий морской водной среды // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2024. № 4 (71), спецвыпуск. С. 27–34. DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_34.

## BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

### Mathematical modeling of engineering protection measures for bridge crossings from hydrodynamic effects of the maritime environment

Galina V. Tlyavlina<sup>1✉</sup>, Konstantin N. Makarov<sup>2</sup>, Roman M. Tlyavlin<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Russian University of Transport (MIIT), Moscow, Russia

<sup>1,3</sup> Central Research Institute of Transport Construction, R&D Centre “Morskie berega”, Sochi, Russia

<sup>2</sup> Sochi State University, Sochi, Russia

<sup>1</sup> TlyavlinaGV@Tsniiis.com✉

<sup>2</sup> ktk99@mail.ru

<sup>3</sup> TlyavlinRM@Tsniiis.com



**Abstract.** In this article, the object of research is the structures of engineering protection of bridge crossings from the hydrodynamic effects of the marine aquatic environment. The problems of design and evaluation of wave effects are considered in order to choose a method of engineering protection.

Mathematical modeling of wave conditions and lithodynamic processes in the coastal zone was performed using the example of a specific section of the Tuapse – Adler North Caucasian Railway. To protect against erosion by sea waves of five railway bridges located on this site, as well as the earthwork of the railway, three variants of engineering protection structures are considered: an artificial free beach (protective wave-extinguishing strip) with periodic operational replenishment, an artificial beach with beach-retaining structures (buns) and a wave-extinguishing berm made of stone.

The research was carried out by the method of mathematical modeling out according to the programs of Professor K. N. Makarov, implementing models of wave propagation and transformation, as well as lithodynamic processes of the coastal zone of the seas, which are the basis of the normative methods of SP 38.13330.2018 and SP 277.125800.2016.

Modeling of wave generation in deep water, their transformation and refraction in the coastal zone of the sea, as well as calculations of long-range sediment transport were performed using the developed digital terrain models.

Based on the results of mathematical modeling, the parameters of wind waves affecting structures in the offshore coastal zone of the site under consideration and the parameters of long-shore sediment transport were obtained. The volume of deposits to create a protective wave-damping band was determined, and the beach-holding capacity of the bun was evaluated. The parameters of the wave damping berm are determined.

**Keywords:** coastal protection, berm, engineering protection, mathematical modeling, protective slope, sea waves, bridge crossing

**For citation:** Tlyavlina G. V., Makarov K. N., Tlyavlin R. M. Mathematical modeling of engineering protection measures for bridge crossings from hydrodynamic effects of the maritime environment. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2024;(71):27–34. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_27.

### Введение

Мостовые переходы, проектируемые и эксплуатируемые на берегах морей, подвергаются гидродинамическим воздействиям морской среды. Например, мост через пролив Босфор Восточный на о. Русский во Владивостоке, мост через Керченский пролив (Крымский мост), а также мосты на приморских участках Северо-Кавказской (участок Туапсе – Адлер), Дальневосточной (о. Сахалин) и Восточно-Сибирской (оз. Байкал) железных дорог. Обеспечение надежной эксплуатации подобных мостов представляет собой сложную задачу в мировой практике транспортного строительства [1–3].

Для защиты опор мостов, а также подходов к мостам от волновых воздействий в морских условиях, как правило, проектируют откосные сооружения из наброски камня или фасонных массивов: гексабитов, тетраподов и т. п. (рис. 1).

В отличие от переходов через водотоки мосты, расположенные в морской береговой зоне, проектируются с учетом гидродинамических нагрузок и воздействий, вызываемых морскими волнами.

Объективная оценка и правильный учет параметров волн, воздействующих на конструкции, во многом определяют надежность и безопасность сооружения в целом.

Следует учитывать, что вблизи опор мостов в морских акваториях возникают сложные гидрологические рефракционно-дифракционные эффекты, а также интерференция волн, приводящие к значительному увеличению волновых нагрузок на сооружения.

Также для обеспечения устойчивости и безопасной эксплуатации мостовых переходов необходима достоверная и адекватная оценка литодинамических процессов, в осо-

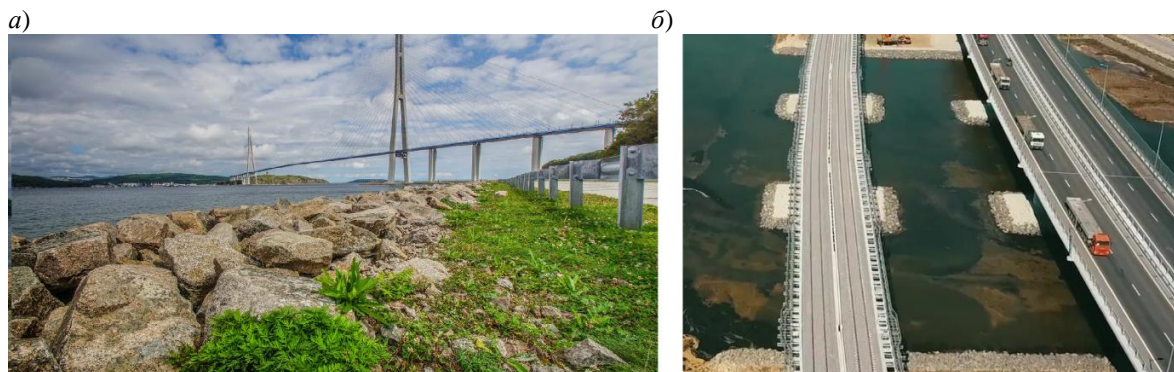


Рис. 1. Откосные сооружения из камня для защиты мостовых переходов от морских волн:  
а – мост на о. Русский во Владивостоке; б – Крымский мост

бенности динамики берега и наносов в береговой зоне (как в подводной, так и в надводной частях). Так, например, на участке Туапсе – Адлер Северо-Кавказской железной дороги (СКЖД), побережье которого используется в рекреационных целях и на котором распространены галечные пляжи, конструкции инженерной защиты мостов работают в комплексе с защитными сооружениями железнодорожного полотна – волноотбойными стенами, волногасящей полосой и бунами (рис. 2).

Как правило, для разработки проектных решений по защите подходов к мостам и мостовых опор от гидродинамических воздействий морских волн применяют целый комплекс исследований, включающий как математическое, так и физическое моделирование на пространственных моделях в волновых бассейнах [4–6]. В настоящей работе на примере конкретного фрагмента берега (одного из наиболее проблемных на участке Туапсе – Адлер СКЖД с точки зрения размывов морскими волнами) представлена реализация модели выбора метода защиты, которую авторы отразили в СП 277.1325800.2016 и СП 416.1324800.2018 [7–9].

Цель исследования – выбор метода защиты участка железной дороги, в пределах которого расположено пять железнодорожных мостов, от гидродинамических воздействий морской водной среды.

#### **Материалы и методы исследования**

##### *Постановка задачи*

Объектом исследования являются сооружения инженерной защиты пяти железнодорожных мостов (один через р. Куапсе и четыре через малые водотоки), а также земляного полотна железной дороги на участке Туапсе – Адлер

СКЖД от 1910 км ПКЗ-10 до 1911 км ПК 1-4 (перегон Водопадный – Лазаревская). Местоположение участка – Лазаревский район г. Сочи.

Характеристики участка:

- наличие угрожающих размывов берега и подводного склона;
- аварийное состояние берегозащитных сооружений;
- отсутствие естественного вдольберегового потока наносов.

Рекомендуемые методы (по СП 277.1325800.2016):

- искусственные свободные пляжи с непрерывным пополнением наносами;
- волноотбойные стены в комплексе с искусственными пляжами, находящимися под защитой бун или волноломов;
- волногасящие бермы и прикрития из горной массы, крупного камня или фасонных массивов.

Задачи:

- исследование волновых условий и вдольберегового транспорта наносов;
- определение требуемых объемов отсыпки пляжеобразующего материала до пляжа полного профиля и его эксплуатационных пополнений;
- оценка пляжеудерживающей способности бун и (или) волноломов;
- определение параметров волногасящей бермы.

Этапы решения поставленных задач:

1. Разработка цифровой модели рассматриваемого участка берега.
2. Расчет элементов волн в штормах заданной обеспеченности в режиме от всех волноопасных направлений на глубокой воде, в мелководной и прибойной зонах моря (вплоть до наката волн на берег) на подходах к сооружениям.



Рис. 2. Железнодорожные мосты в морской береговой зоне

3. Расчет емкости среднегогодового вдольберегового потока наносов над пляжем полного профиля из материала со средней крупностью 70 мм.

4. То же для расчетных штормов от всех волноопасных направлений.

5. Определение требуемых объемов отсыпки пляжеобразующего материала для формирования пляжа полного профиля.

6. Определение объемов и периодичности эксплуатационных пополнений пляжа.

7. Определение конфигурации бун.

8. Моделирование взаимодействия волн с волногасящей бермой.

#### Методы

Метод исследования – математическое моделирование, которое выполнялось по программам проф. К. Н. Макарова, реализующим нормативные и рекомендательные методы расчетов элементов волн, взаимодействия волн с сооружениями, транспорта наносов, с использованием оригинальных разработок авторов по динамике галечных пляжей [10, 11].

Для выполнения расчетов разрабатывались цифровые модели местности Черного моря с шагом по оси  $OX$  (вдоль берега) – 170 м, по оси  $OY$  (перпендикулярно берегу) – 140 м и акватории исследуемого объекта с шагом 8,7 м. Разработанные цифровые модели местности использовались для моделирования генерации волн на глубокой воде, их трансформации и рефракции в прибрежной зоне моря. По этим моделям рас-

считывался также вдольбереговой транспорт наносов.

Моделирование волн на подходах к проектному участку проведено с учетом спектральных характеристик ветра. Моделирование трансформации волн в прибрежной зоне моря выполнено по программе, реализующей нормативный лучевой метод с учетом неоднородного рельефа дна.

В результате моделирования определены объемы исходных отсыпок и эксплуатационных пополнений свободного пляжа, конфигурация бун, конструкция волногасящей бермы для защиты земляного полотна железной дороги на участке Туапсе – Адлер СКЖД от 1910 км ПКЗ-10 до 1911 км ПК 1-4 (перегон Водопадный – Лазаревская), в том числе пяти железнодорожных мостов.

#### Результаты исследования

##### Моделирование элементов волн и потока наносов

На рис. 3 представлены результаты моделирования трансформации и рефракции волн от наиболее волноопасных направлений.

По результатам моделирования получены следующие результаты:

1. Высота волн 1% обеспеченности на глубокой воде достигает 11,2–11,7 м.

2. Высота волны 1 % обеспеченности по линии последнего (второго) обрушения  $h_{cr1\%} = 4,2$  м; глубина обрушения  $d_{cr1\%} = 5,3$  м; средний период волн  $T = 9,8$  с; средняя длина волн

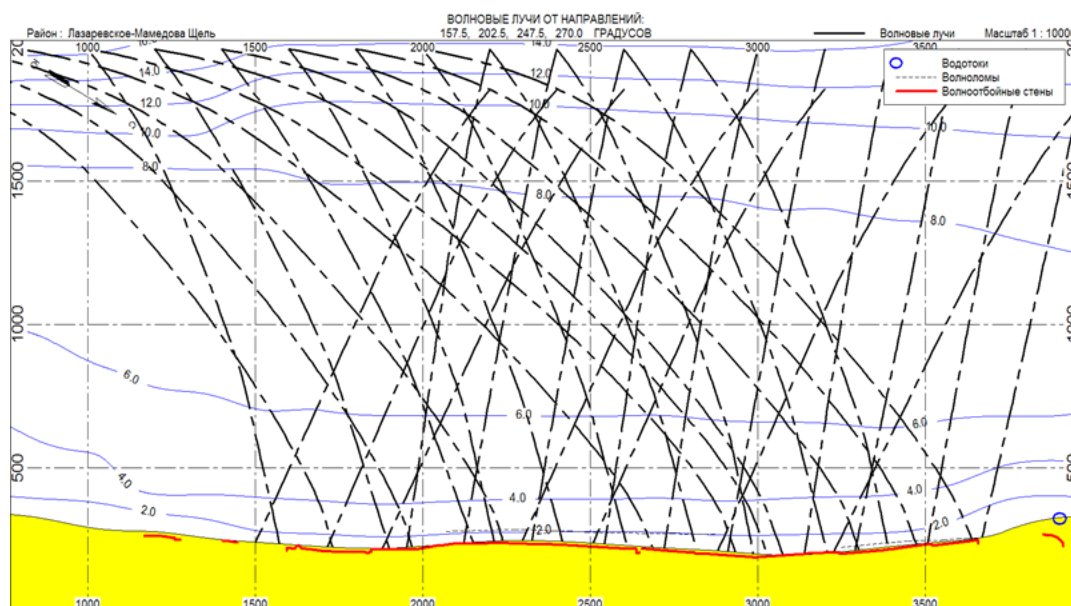


Рис. 3. Рефракция и трансформация волн от наиболее волноопасных направлений



$\lambda = 53$  м. Угол между лучом волны и нормалью к линии берега (осями бун) составляет  $8^\circ$ .

3. В шторме от юго-юго-западного направления емкость штормового вдольберегового потока наносов для пляжеобразующего материала со средней крупностью 70 мм составляет 17,0 тыс. м<sup>3</sup>/сут, для шторма от западного направления – 27,3 тыс. м<sup>3</sup>/сут.

#### *Моделирование искусственного свободного пляжа (вариант 1)*

По результатам моделирования искусственного свободного пляжа получено:

1. Расчетная ширина надводной части пляжа  $B_{\text{надв}} = 30,7$  м. Расчетный объем отсыпки пляжа из пляжеобразующего материала со средним диаметром 70 мм на 1 п. м берега с учетом запаса на уплотнение (20 %) составляет 168 м<sup>3</sup>.

2. Ежегодные потери на истирание составляют 5 % от объема деятельного слоя пляжа:  $VR = 4,5$  м<sup>3</sup>/м.

3. Общий объем отсыпки пляжеобразующего материала на длину 2 км составит  $W_{\text{общ}} = 336\,000$  м<sup>3</sup>. Ежегодные потери на истирание – 9 000 м<sup>3</sup>, потери на вдольбереговой вынос – 10 000 м<sup>3</sup>. Рекомендуется производить пополнение свободного пляжа один раз в три года в объеме 57 тыс. м<sup>3</sup>.

Расчетный и строительный профили пляжа представлены на рис. 4.

#### *Моделирование искусственного пляжа с бунами (вариант 2)*

По результатам моделирования искусственного свободного пляжа получено:

1. Длина бун при отсутствии вдольберегового потока наносов должна перекрывать ширину проектного пляжа с запасом 5 м. Таким образом, длина бун должна быть не менее  $L_6 = 62$  м.

2. Предельно допустимое расстояние между бунами  $S = 1,4L_6 = 87$  м. Предложенная система бун удерживает пляж расчетной ширины.

3. Перемещение пляжеобразующего материала в обход головных частей бун не превышает 2–4 % от объема отсыпки в межбунных отсеках. Следовательно, система бун длиной по 62 м с расстояниями между ними по 87 м может быть рекомендована для реализации.

Динамика проектного пляжа в межбунных отсеках в шторме повторяемостью 1 раз за 50 лет от юго-юго-западного направления представлена на рис. 5.

#### *Моделирование волногасящей бермы (вариант 3)*

Для защиты опор мостов на исследуемом участке рассмотрены волногасящие бермы из крупного камня или фасонных массивов.

При этом учитывалось то обстоятельство, что берма будет прислонена к волноотбойной стене. Тогда массу блоков следует дополнительно увеличить на 30 %. Следовательно, для

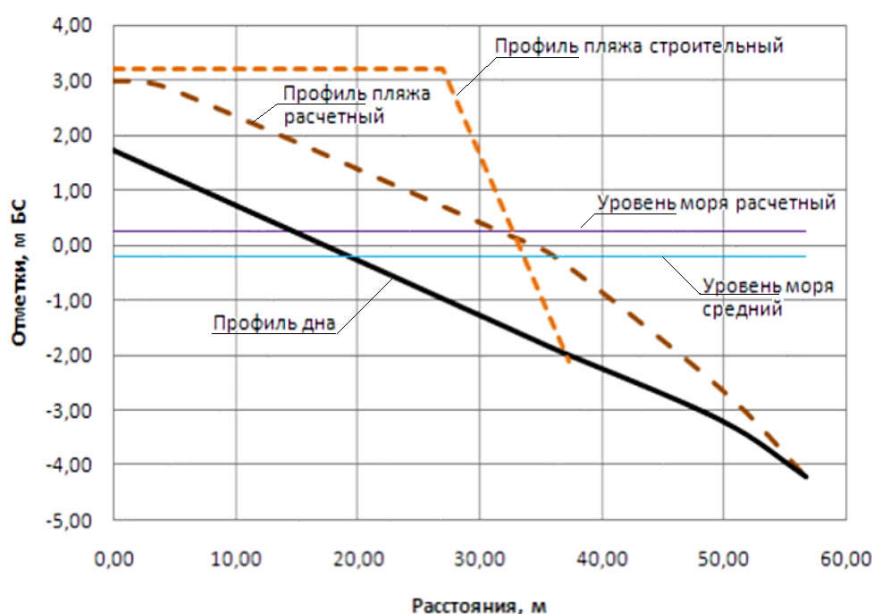


Рис. 4. Расчетный и строительный профили пляжа

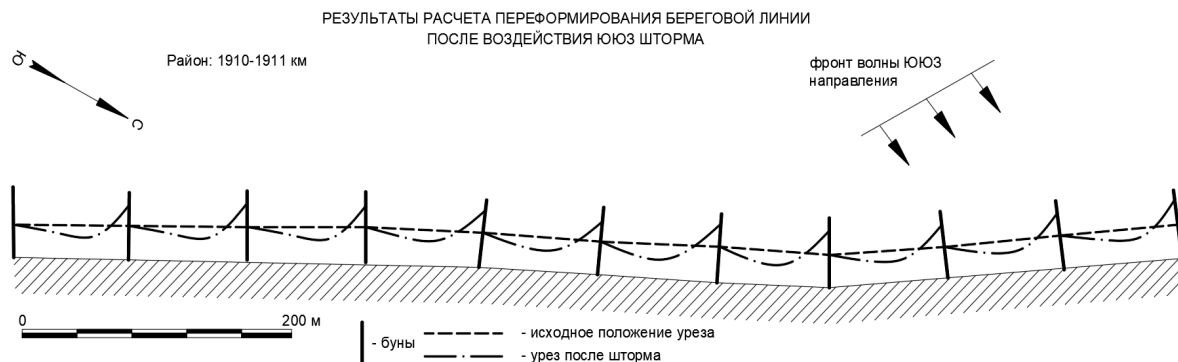


Рис. 5. Динамика проектного пляжа в межбунных отсеках в шторме повторяемостью 1 раз за 50 лет от юго-юго-западного направления

строительства бермы можно рекомендовать применение камня массой не менее 6 т или тетраподов массой 5 т.

По данным экспериментальных исследований и натурных наблюдений установлено, что наилучшее гашение волн набросными сооружениями имеет место в том случае, если объем пор в берме соизмерим с объемом гребня расчетной волны. В этой связи берму рекомендуется строить без ядра из горной массы или мелкого камня, целиком из блоков или камня расчетной массы.

Уклон морского откоса бермы рекомендуется принять равным 1 : 3 или 1 : 4. Тогда высота наката расчетной волны на берму определится по таблице.

Отметка верха волногасящей бермы должна назначаться на 0,5 м выше высоты наката волны, следовательно, высота бермы над расчетным уровнем моря при уклоне ее морской грани 1 : 3 должна составлять 4,6 м. При расчетном уровне моря  $H_{расч} = +1,12$  м БС отметка верха волногасящей бермы должна быть  $H_6 = +5,70$  м БС.

При уклоне откоса бермы 1 : 4 отметка верха волногасящей бермы должна быть  $H_6 = +4,90$  м БС.

Рекомендуется принять ширину горизонтальной полки бермы равной 5,0 м. Тогда при уклоне морского края бермы 1 : 4 объем

бермы составит  $W_6 = 99$  м<sup>3</sup>/п. м. Объем пор в берме – порядка 30 м<sup>3</sup>. Примерный объем гребня волны высотой 3,7 м и длиной 53 м составляет  $W_{гр} = 26$  м<sup>3</sup>. Таким образом, рекомендуемая берма будет работать как эффективный волногаситель.

#### Выводы

Выполнено математическое моделирование волновых условий и вдольберегового транспорта наносов, определены требуемые объемы отсыпки пляжеобразующего материала до пляжа полного профиля и его эксплуатационных пополнений. Проведена оценка пляжеудерживающей способности бун. Установлены параметры волногасящей бермы.

Моделирование выполнялось по программам, реализующим нормативные и рекомендательные методы расчетов элементов волн, взаимодействия волн с сооружениями, транспорта наносов, а также с использованием оригинальных разработок по моделированию динамики галечных пляжей с пляжеудерживающими сооружениями.

По результатам выполненного математического моделирования берегозащитных мероприятий на участке 1910–1911 км железной дороги Туапсе – Адлер СКЖД получены параметры трех вариантов сооружений инженерной защиты от гидродинамического воздействия морских волн.

Высота и длина наката расчетной волны на волнозащитную берму

$h_{5\%}$	$\lambda_d$	$\lambda_d/h_{1\%}$	$i$	$\text{ctg } \varphi$	$k_r$	$k_p$	$k_{sp}$	$k_{run}$	$h_{run5\%}$	$L_{run5\%}$
3,70	149	40	0,33	3,0	0,7	0,5	1,50	2,10	4,08	12,4
3,70	149	40	0,25	4,0	0,7	0,5	1,50	1,70	3,30	16,8



## СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Ataei N., Stearns M., Padgett J. E. Response sensitivity for probabilistic damage assessment of coastal bridges under surge and wave loading // *Transportation Research Record*. 2010. No. 2202. P. 93–101. DOI 10.3141/2202-12. EDN OEKJHF.
2. Prediction of storm surges and wind waves on coastal highways in hurricane-prone areas / Q. Chen, L. Wang, H. Zhao, S. L. Douglass // *Journal of Coastal Research*. 2007. Vol. 95, No. 5. P. 1304–1317.
3. Wandji Zoumb P. A., Li X. Fourier regression model predicting train-bridge interactions under wind and wave actions // *Structure & Infrastructure Engineering*. 2023. Vol. 19, No. 10. P. 1489–1503. DOI 10.1080/15732479.2022.2033281. EDN KVTYYS.
4. Laboratory Tests on Wind-Wave Generation, Interaction and Breaking Processes / M. Clavero, L. Chiapponi, S. Longo, M. A. Losada // *Advances on Testing and Experimentation in Civil Engineering*. Cham : Springer, 2023. P. 259–281. [https://doi.org/10.1007/978-3-031-05875-2\\_11](https://doi.org/10.1007/978-3-031-05875-2_11).
5. Uncertainties of the actual engineering formulas for coastal protection slopes. The dimensional analysis and experimental method / M. Santamaría, P. Diaz-Carrasco, M. V. Moragues [et al.] // *Proceedings of the 39<sup>th</sup> IAHR World Congress*. 2022. <https://doi.org/10.3850/IAHR-39WC252171192022900>.
6. Effectiveness of dummy water levels in physical models to optimize the toe and the crest levels / D. P. L. Ranasinghe, I. G. I. K. Kumara, N. L. Engiliyage, K. Raveenthiran // *Proc. 8<sup>th</sup> International Conference on the Application of Physical Modelling in Coastal and Port Engineering and Science* Dec. 9<sup>th</sup>–12<sup>th</sup> 2020, Zhoushan, China. P. 42–51.
7. Тлявлиня Г. В. Лабораторные и натурные исследования в обеспечение развития нормативной базы и безопасности транспортных сооружений в условиях волнового воздействия // *Транспортные сооружения*. 2022. Т. 9, № 4. DOI 10.15862/10SATS422. EDN JVREME.
8. СП 277.1325800.2016. Сооружения морские берегозащитные. Правила проектирования : утверждены приказом Минстроя России от 16 декабря 2016 г. № 963/пр. Доступ из справочно-нормативной системы «NormaCS».
9. СП 416.1324800.2018. Инженерная защита берегов приливных морей. Правила проектирования : утверждены приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 30 ноября 2018 г. № 781/пр. Доступ из справочно-нормативной системы «NormaCS».
10. Тлявлиня Г. В. Научное обоснование нормативной базы по проектированию защиты транспортных сооружений от гидродинамических воздействий естественной водной среды. Москва : Экон-Информ, 2023. 173 с. ISBN 978-5-907681-28-6. EDN IMBNHK.
11. Макаров К. Н. Математическое моделирование в морской гидротехнике. Сочи : Стерх, 2008. 397 с.

## References

1. Ataei N., Stearns M., Padgett J. E. Response sensitivity for probabilistic damage assessment of coastal bridges under surge and wave loading. *Transportation Research Record*. 2010;(2202):93–101. DOI 10.3141/2202-12. EDN OEKJHF.
2. Chen Q., Wang L., Zhao H., Douglass S. L. Prediction of storm surges and wind waves on coastal highways in hurricane-prone areas. *Journal of Coastal Research*. 2007;95(5):1304–1317.
3. Wandji Zoumb P. A. Li X. Fourier regression model predicting train-bridge interactions under wind and wave actions. *Structure & Infrastructure Engineering*. 2023;19(10):1489–1503. DOI 10.1080/15732479.2022.2033281. EDN KVTYYS.
4. Clavero M., Chiapponi L., Longo S., Losada M. A. Laboratory Tests on Wind-Wave Generation, Interaction and Breaking Processes. *Advances on Testing and Experimentation in Civil Engineering*. Cham: Springer; 2023. P. 259–281. [https://doi.org/10.1007/978-3-031-05875-2\\_11](https://doi.org/10.1007/978-3-031-05875-2_11).
5. Santamaría M., Diaz-Carrasco P., Moragues M. V., Clavero M. [et al.]. Uncertainties of the actual engineering formulas for coastal protection slopes. The dimensional analysis and experimental method. *Proceedings of the 39<sup>th</sup> IAHR World Congress*. 2022. <https://doi.org/10.3850/IAHR-39WC252171192022900>.
6. Ranasinghe D. P. L., Kumara I. G. I. K., Engiliyage N. L., Raveenthiran K. Effectiveness of dummy water levels in physical models to optimize the toe and the crest levels. *Proc. 8<sup>th</sup> International Conference on the Application of Physical Modelling in Coastal and Port Engineering and Science* Dec. 9–12 2020. Zhoushan, China. P. 42–51.
7. Tlyavlina G. V. Laboratory and field studies to ensure the regulatory framework development and the transport facilities' safety in the wave effect conditions. *Transport Structures*, 2022. Vol. 9, No. 4. (In Russ.). DOI 10.15862/10SATS422.

8. SP 277.1325800.2016 Coastal protection constructions. Design rules. Approved by the order of the Ministry of Construction of Russia on the 16.12.2016 № 963/pr. (In Russ.).

9. SP 416.1324800.2018 Engineering Protection of Tidal Sea Shores. Design rules. Approved by the order of the Ministry of Construction and Housing and Communal Services of the Russian Federation on the 30.11.2018 № 781/pr. (In Russ.).

10. Tlyavlina G. V. Scientific Justification of the Regulatory Framework for the Design of Protection of Transport Structures from Hydrodynamic Effects of the Maritime Environment. Moscow: Econ-Inform; 2023. 173 p. ISBN 978-5-907681-28-6. EDN IMBNHK. (In Russ.).

11. Makarov K. N. Mathematical modeling in marine hydraulic engineering. Sochi: Sterkh; 2008. 397 p. (In Russ.).

### ***Информация об авторах***

*Г. В. Тлявлиная* – заведующая лабораторией моделирования, расчетов и нормирования в гидротехническом строительстве Научно-исследовательского центра «Морские берега» – обособленного подразделения Научно-исследовательского института транспортного строительства, докторант кафедры «Мосты и тоннели» Российского университета транспорта (МИИТ), кандидат технических наук.

*К. Н. Макаров* – академик Академии транспорта РФ, профессор кафедры строительства и сервиса Сочинского государственного университета, доктор технических наук.

*Р. М. Тлявлин* – заместитель генерального директора Научно-исследовательского института транспортного строительства – руководитель Научно-исследовательского центра «Морские берега» – обособленного подразделения Научно-исследовательского института транспортного строительства, кандидат технических наук.

### ***Information about the authors***

*G. V. Tlyavlina* – Head of the Laboratory of Modeling, Calculation and Standardization in Hydraulic Engineering, Central Research Institute of Transport Construction, R&D Centre “Morskie berega”; Doctoral Student of Bridge and Tunnels Department, Russian University of Transport (MIIT), Candidate of Engineering.

*K. N. Makarov* – Academician of Russian Transport Academy, Professor of the Construction and Service Department, Sochi State University, Doctor of Engineering.

*R. M. Tlyavlin* – Deputy Director General of the Central Research Institute of Transport Construction, Head of the R&D Centre “Morskie berega”, Candidate of Engineering.

Статья поступила в редакцию 15.04.2024; одобрена после рецензирования 25.05.2024; принята к публикации 04.07.2024.

The article was submitted 15.04.2024; approved after reviewing 25.05.2024; accepted for publication 04.07.2024.

## СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья

УДК 624.21

doi 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_35

### Прочность узла анкеровки пучков напрягаемой арматуры при предварительном натяжении на бетон

Владимир Рафаильевич Камалтдинов<sup>1✉</sup>, Максим Сергеевич Марченко<sup>2</sup>,  
Владислав Сергеевич Горячкин<sup>3</sup>, Василий Владимирович Бойко<sup>4</sup>,  
Ренат Рашидович Тулумбаев<sup>5</sup>

<sup>1,2,3,4,5</sup> «СТС», Москва, Россия

<sup>1</sup> kamaltdinov@sts-hydro.ru✉

<sup>2</sup> marchenko@sts-hydro.ru

<sup>3</sup> goryachkin@sts-hydro.ru

<sup>4</sup> boiko@sts-hydro.ru

<sup>5</sup> tulumbaev@sts-hydro.ru

**Аннотация.** Анкерная зона преднапряженного арматурного элемента является критически важной областью железобетонной конструкции. Производитель системы преднапряжения несет ответственность только за локальную зону – область бетона, для которой подбирается косвенное армирование. Выполненный авторами анализ отечественной и иностранной литературы показал, что при использовании сложных форм анкерных устройств косвенное армирование затруднительно подбирать аналитическими методами, а изменения в его конструкции необходимо подтверждать натурными испытаниями.

В статье представлен опыт подбора косвенного армирования для анкера стаканного типа ОС-55 компании ООО «СТС», имеющего сложную форму и использующегося в системе предварительного напряжения защитной оболочки АЭС. Приведены требования к испытаниям анкерных зон. Выполнено описание расчетных схем с указанием применяемых моделей и свойств материалов, допущений в расчете. Описана методика испытания согласно европейским нормам, с указанием этапов нагружения, контролируемых параметров и схемой установки измерительных приборов. Приведены результаты расчетов, испытаний и их сравнение. Разница между расчетными и экспериментальными значениями перемещений опорной поверхности стакана составила не более 2,9 % при уровнях нагружения 80–105 % от разрывного усилия арматурного элемента. По методикам двух отечественных нормативных документов определены расчетные значения ширины раскрытия трещин на уровне нагрузки 80 % от разрывного усилия. Проведено сравнение теоретических и фактических значений, разница составила не более 3,5 %.

На основе сравнения результатов расчетов с экспериментальными данными, полученными при испытании, сделан вывод об успешной верификации принятой методики расчета анкерных зон.

**Ключевые слова:** преднапряженный железобетон, анкерная зона, косвенное армирование, защитная оболочка

**Для цитирования:** Прочность узла анкеровки пучков напрягаемой арматуры при предварительном натяжении на бетон / В. Р. Камалтдинов, М. С. Марченко, В. С. Горячкин, В. В. Бойко, Р. Р. Тулумбаев // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2024. № 4 (71), спецвыпуск. С. 35–44. DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_35.

## BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

### The strength of the anchorage zone of tensioned reinforcement bundles at prestressing on concrete

Vladimir R. Kamaltdinov<sup>1✉</sup>, Maksim S. Marchenko<sup>2</sup>, Vladislav S. Goryachkin<sup>3</sup>, Vasiliy V. Boiko<sup>4</sup>,  
Renat R. Tulumbaev<sup>5</sup>

<sup>1,2,3,4,5</sup> STS, Moscow, Russia

<sup>1</sup> kamaltdinov@sts-hydro.ru✉

<sup>2</sup> marchenko@sts-hydro.ru

<sup>3</sup> goryachkin@sts-hydro.ru

<sup>4</sup> boiko@sts-hydro.ru

<sup>5</sup> tulumbaev@sts-hydro.ru

**Abstract.** The anchorage zone of a prestressed reinforcement element is a critical area of the reinforced concrete structure. The manufacturer of the prestressing system is only responsible for the local area – the area of concrete for which the confinement(local) reinforcement is designed. The analysis of national and international literature carried out by the authors has shown that when using complex forms of anchoring devices, confinement (local) reinforcement is difficult to select by analytical methods, and changes in its design must be confirmed by full-scale tests.

The article presents the experience of local reinforcement design for the OS-55 bearing plate by STSd, which has a complex shape and is used in nuclear power plant (NPP) containment. Requirements for testing of anchor zones are given. The description of calculation schemes with indication of applied models and properties of materials, assumptions in calculation is made. Methodology of testing according to European standards with indication of stages of loading, controlled parameters and scheme of installation of measuring devices is described. The results of calculations, tests and their comparison are given. The difference between the calculated and experimental values of displacements of the support surface of the bearing plate was not more than 2.9 % at loading levels of 80-105 % of the characteristic ultimate resisting force of the tendon. According to the methods of two national codes the calculated values of crack opening widths at the loading level of 80 % of the characteristic ultimate resisting force were determined. The theoretical and actual values were compared, the difference was not more than 3.5 %.

On the basis of comparison of the calculation results with experimental data, obtained during testing, the conclusion about successful verification of the accepted methodology of anchor zone design was made.

**Keywords:** prestressed reinforced concrete, anchorage zone, indirect reinforcement, protective cover.

**For citation:** Kamaltdinov V. R., Marchenko M. S., Goryachkin V. S., Boiko V. V., Tulumbaev R. R. The strength of the anchorage zone of tensioned reinforcement bundles at prestressing on concrete. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2024;(71):35–44. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_35.

### Введение

Конструкции с натяжением высокопрочной арматуры на бетон в настоящее время широко применяются во многих сферах строительства (мосты, АЭС, резервуары СПГ (сжиженного природного газа), цементные силосы, плавучие платформы, гражданское высотное строительство), обеспечивая прочность, долговечность, жесткость конструкций при значительно меньших затратах на строительство и эксплуатацию.

Совершенствование материалов, используемых в строительной отрасли, применение высокопрочных бетонов в конструкциях для снижения нагрузок от собственного веса и увеличения длин перекрываемых пролетов

требует от производителей систем преднапряжения более детального анализа поведения бетона в критически важных областях конструкций, какими являются зоны анкеровки напрягаемых элементов.

Зона анкеровки – область бетона за анкерным устройством, где сосредоточенная сила от натяжения арматурного элемента начинает распределяться по конструкции. Данная зона, в свою очередь, делится на две области – местную (локальную) и общую. Схема зоны анкеровки приведена на рис. 1.

Общая область влияния анкера является зоной ответственности разработчика проектной документации. Производитель системы преднапряжения несет ответственность только за ло-

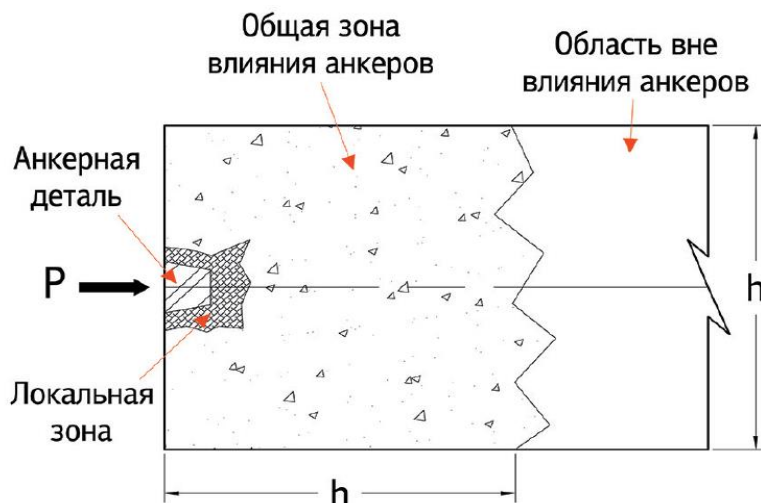


Рис. 1. Зоны влияния анкера в теле бетона

кальную зону, и в его интересах для снижения стоимости и трудозатрат проводить работу по оптимизации косвенного армирования, сохраняя при этом надежность конструкции.

В настоящее время основным устройством, используемым для анкеровки напрягаемых элементов системы предварительного напряжения защитной оболочки (СПЗО), является анкер стаканного типа АКС-55, имеющий форму конуса с одной или несколькими ребордами (рис. 2). Такая форма анкера подразумевает его работу преимущественно на сжатие, в отличие от плоских плит на поверхности бетона, что позволяет использовать такой материал, как чугун, и сокращать затраты на производство.

Европейские нормативные документы [1], национальные методические пособия к ним [2], американские нормы [3, 4], руководство РТИ [5], иностранные исследования [6, 7] описывают расчеты анкерных зон аналитическими методами: методом Гийона, Мерша или Леонгардта, каркасно-стержневой моделью (strut and tie model) или их комбинациями. Для анкерov сложной формы, имеющих несколько опорных поверхностей в виде реборд, такой подход позволяет выполнить предварительный расчет, но не дает полного представления о распределении напряжений.

Отечественные нормативные документы и учебные пособия, в частности [8, 9], устанавливают требования к косвенному армированию анкерных зон только в виде обеспечения несущей способности на местное действие сосредоточенной нагрузки. Расчет на местное сжатие основан на предположении о распределении

напряжений в бетоне под анкерным устройством, представляющим собой плоскую стальную плиту прямоугольной либо круглой формы.

При необходимости использования анкерov со сложной геометрией иностранные нормы предъявляют требования к проведению натурных испытаний.

Положение анкера стаканного типа в теле бетона и наличие реборд значительно меняют картину распределения напряжений в локальной зоне относительно плитного варианта, позволяют уменьшать размеры и количество косвенного армирования, но требуют больше временных затрат на проектирование этих элементов.

Цель данной работы состоит в подборе косвенного армирования для анкерной зоны опорного стакана ОС-55 компании ООО «СТС», его расчете и испытании для подтверждения возможности использования в конструкции защитной оболочки АЭС. При этом необходимо, чтобы косвенное армирование удовлетворяло следующим параметрам:

- производство предпочтительно из одного арматурного стержня полной длиной не более 11,7 м;
- уменьшение массы спирали относительно исходного варианта.

Требования по оптимизации косвенного армирования объясняются стремлением к упрощению процесса монтажа, повышению точности установки и сокращению стоимости устройства анкерной зоны.

#### Материалы и методы исследования

Для подтверждения возможности использования новых видов косвенного армирования

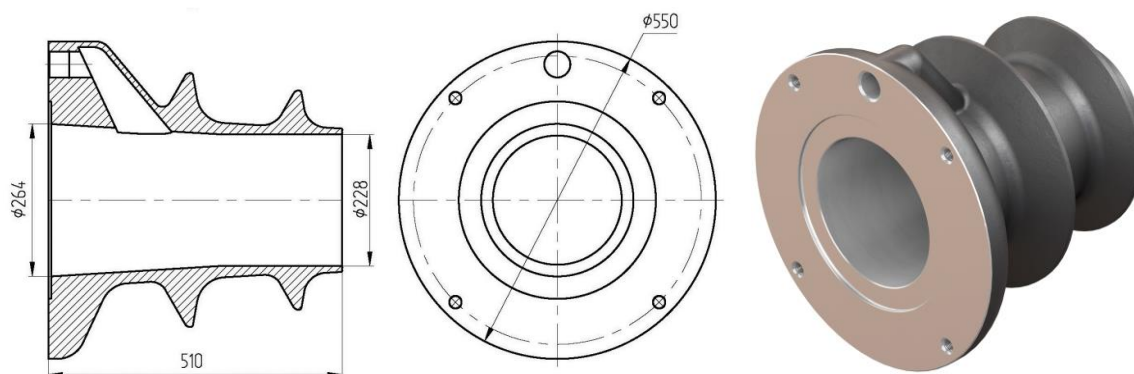


Рис. 2. Общий вид анкера стаканного типа



необходимо проводить натурные испытания на основании требований [10] и отечественных нормативных документов:

- согласно [10] и [11], анкерная зона должна выдерживать испытательную нагрузку в размере 110 % от разрывного усилия арматурного элемента, что превышает 95 % в соответствии с требованиями [8];

- ширина раскрытия трещин при достижении испытательной нагрузкой значения, составляющего 80 % от разрывного усилия напрягаемого элемента, не должна превышать 0,15 мм;

- показания деформации и ширины раскрытия трещин должны стабилизироваться при циклическом нагружении.

На основе рекомендаций, изложенных в приложении С.4 [10], в качестве испытательного образца принята железобетонная призма с квадратным сечением 850 × 850 мм и высотой 1 700 мм. Согласно [10], габаритные размеры имеют зависимость от расстояния между соседними анкерами, т. е. в данном случае являются величиной постоянной, обусловленной проектом.

В состав испытательного образца входят следующие части:

- призма из бетона В55, принятого с характеристиками согласно [12];
- тело опорного стакана ОС-55;

- спираль косвенного армирования;
- армирование призмы из стержней диаметром 14 мм из арматуры класса А500 по [12]. Количество подобрано из условия обеспечения процента армирования 50 кг/м<sup>3</sup>, что идет в запас по сравнению с реальным армированием конструкций защитной оболочки.

Характеристики материалов приведены в табл. 1.

Перед испытаниями проведена серия конечно-элементных расчетов для выбора подхода к учету совместного деформирования различных изделий из разных материалов, предварительного определения параметров косвенного армирования и получения результатов для дальнейшей верификации.

#### Описание расчетных схем

Расчеты выполнены методом конечных элементов в пространственной постановке в программном комплексе Midas FEA NX. В одной расчетной модели совместно деформируются бетон, арматура и опорный стакан. При моделировании призмы использованы свойства симметрии, поэтому конечно-элементная модель представляет собой 1/2 часть от целой призмы. Общий вид расчетной схемы представлен на рис. 3.

Таблица 1

Механические характеристики материалов

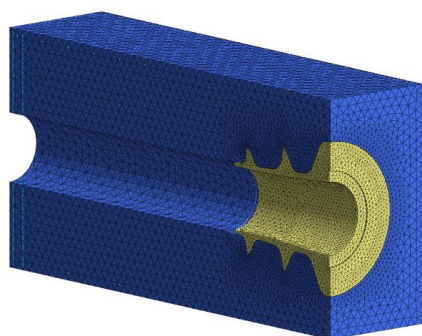
Материал	Бетон*	Сталь	Чугун ВЧ 50
Составная часть модели	Призма	Арматура	Стакан
Модуль упругости, МПа	39 000**	200 000	170 000
Коэффициент Пуассона	0,18	0,3	0,28
Предел прочности на сжатие, МПа	39,5	–	1000
Предел прочности на растяжение, МПа	2,6	–	500
Предел текучести, МПа	–	500***	320
Относительное удлинение при разрыве, %	–	–	7

\* Для бетона с классом прочности В55 [12].

\*\* Начальный модуль упругости.

\*\*\* Для арматуры А500 [12].

а)



б)

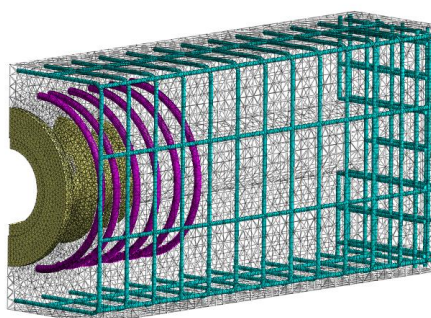


Рис. 3. Общий вид расчетной схемы (а) и элементы армирования призмы (б)

Бетонная призма и стакан заданы объемными элементами типа Solid, имеющими преимущественно геометрию тетраэдров; стержни арматуры, хомуты и спирали представлены стержневыми элементами типа Embedded Truss. При этом элементы армирования имеют жесткое соединение с элементами бетона призмы. Проскальзывание арматуры относительно бетона не допускается.

Сеткам конечных элементов стакана и призмы по поверхности общей границы назначены условия контактного взаимодействия. Применен общий тип контакта – узлы элементов смежных поверхностей не объединены между собой, допускается отрыв стакана от элементов призмы.

Материалам заданы нелинейные свойства. Для бетона выбрана модель Concrete Damaged Plasticity (CDP), которая описывает характер деформирования после наступления неупругих деформаций с помощью набора функций:

- упрочнения при сжатии;
- разупрочнения при растяжении;
- снижения начального модуля упругости при растяжении и сжатии от неупругих относительных деформаций.

Материал анкерного стакана (чугун ВЧ-50) задан по модели материала Мора – Кулона, так как его прочностные характеристики при растяжении и сжатии значительно различаются.

Нагрузка задана в виде вынужденного перемещения узлов опорной поверхности стакана. Величина перемещения составляет 5 мм и принята таким образом, чтобы превысить значение разрывной нагрузки для выбранного типа пучка напрягаемого армирования.

За критерий разрушения призмы принято отсутствие увеличения опорной реакции и дальнейшее ее снижение при нарастающих вынужденных перемещениях.

Варианты косвенного армирования, рассмотренные в ходе расчетов, сведены в табл. 2. Исходный вариант подтвержден предыдущими испытаниями и широко применяется на объектах.

Испытание проводилось согласно требованиям [10]. Цели испытания:

- 1) подтверждение методики расчета прочности и деформаций анкерной зоны;
- 2) проверка соответствия анкерной зоны требованиям [10].

За критерий выполнения цели 1 принято совпадение расчетных и фактических показателей деформаций, цели 2 – ограничение ширины раскрытия трещин, стабилизация раскрытия трещин и деформаций по [10].

Образец устанавливался на стенде, представленном на рис. 4.

Расчетная нагрузка, соответствующая 100 % от нормативного разрывного усилия пучка  $F = 16\,879,5$  кН, принята для 55 канатов типа «компакт» площадью  $165\text{ мм}^2$  и разрывным напряжением  $1\,860$  МПа. Нагрузка увеличивалась поэтапно от  $0,2F$  до  $0,8F$ , и после достижения уровня  $0,8F$  выполнялось десять медленных циклов нагружения от  $0,12F$  до  $0,8F$ . После циклического нагружения производилось непрерывное нагружение до уровня  $1,1F$ . Схема нагружения представлена на рис. 5.

В ходе испытания фиксировались:

- перемещения трех точек призмы вдоль оси пучка на каждой стадии приложения нагрузки, включая достижение максимального усилия;
- расположение, длина и ширина раскрытия трещин на боковой поверхности призмы для всех стадий нагружения до нормативного разрывного усилия пучка включительно;
- деформации боковой поверхности призмы в нагруженной зоне по схеме, приведенной в [10], для всех стадий нагружения до

Таблица 2

Рассмотренные варианты косвенного армирования

Вариант косвенного армирования	Диаметр стержня, мм	Диаметр спирали (в осях), мм	Шаг витка спирали, мм	Длина стержня, м	Масса стержня, кг	Высота спирали, мм
Исходный	25	655	100	18,6	71,67	740
1	25	655	75	11,7	45,08	292
2	25	655	100	11,7	45,08	390
3	25	655	125	11,7	45,08	490
4	25	655	150	11,7	45,08	585
<b>Итоговый</b>	<b>25</b>	<b>600</b>	<b>100</b>	<b>11,7</b>	45,08	<b>595</b>

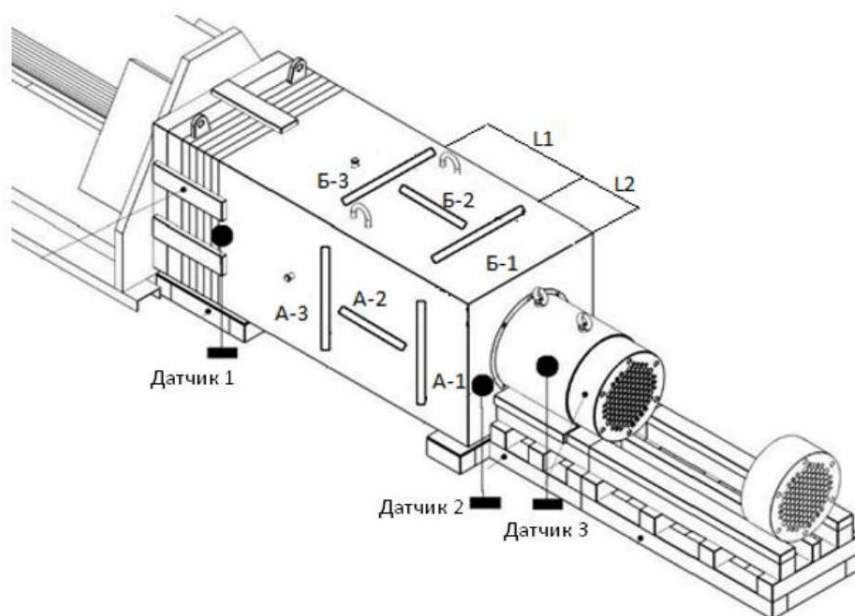
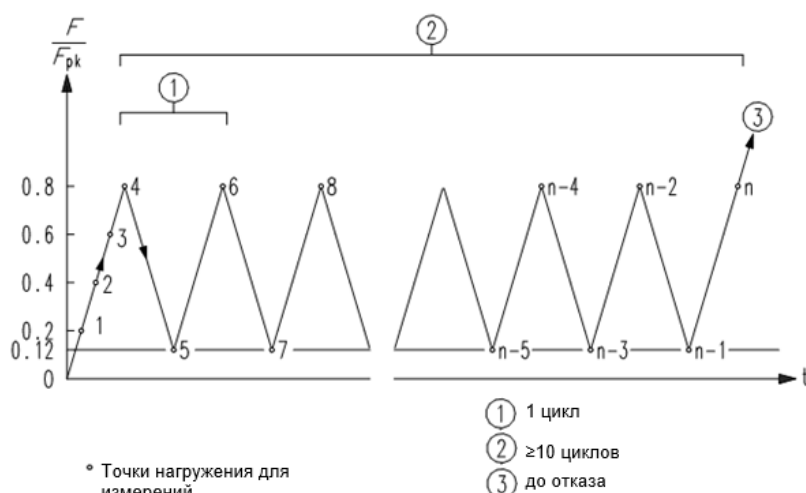


Рис. 4. Общий вид испытательного стенда со схемой установки датчиков для измерения перемещений и деформаций



нормативного разрывного усилия пучка включительно.

Датчики для определения деформаций устанавливались согласно [10]. Схема установки датчиков представлена на рис. 4. Датчики для определения деформаций имеют названия: А-1 – А-3 и Б-1 – Б-3.

#### Результаты расчетов и испытаний

В ходе расчетов определены параметры косвенного армирования (представлены в табл. 2) и его напряженное состояние. Результаты растягивающих напряжений в спирали косвенного армирования при уровне нагрузки 95 % от разрывного усилия представлены на рис. 6.

На рис. 7 приведены результаты перемещений опорной поверхности стакана ОС-55, полученные в ходе испытания, и их сравнение с результатами расчетов в Midas FEA NX. Результаты перемещений стакана в тело призмы показали хорошую сходимость с результатами расчетов в программном комплексе Midas FEA NX. Разница между результатами, полученными в Midas и при испытаниях, составляет **2,8 %** для этапа  $0,8F$  до начала циклических нагружений; **2,9 %** при усилии  $1,05F$  и от 7 до 17,5 % на промежуточных этапах. Все отклонения фактических перемещений получены в меньшую сторону от теоретических значений.

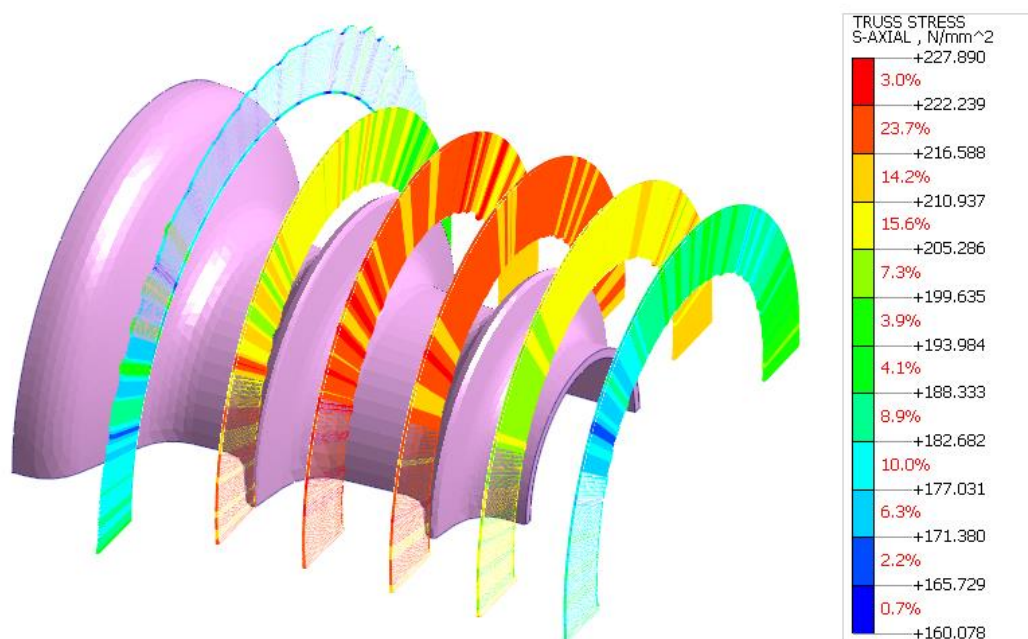


Рис. 6. Напряжения растяжения в спирали косвенного армирования



Рис. 7. График сравнения результатов перемещений стакана ОС-55 с результатами расчетов в Midas FEA NX

По результатам расчетов максимальная нагрузка, которую способна воспринять конструкция призмы, составила 20 278 кН, что превышает разрывное усилие в пучке на 32,1 %. При испытании призма выдержала требуемый уровень нагружения в 110 % от разрывного усилия пучка, далее нагрузка не

прикладывалась в целях безопасности и сохранности оборудования.

Расчет раскрытия трещин производился согласно методикам в [8] и [12] по результатам расчетов значений напряжений в хомутах призмы в Midas FEA NX. Для сравнения данных из Midas FEA NX с данными испытаний

принят первый цикл нагружения (увеличение нагрузки от  $0,12F$  до  $0,8F$ ).

Величина раскрытия трещин в ходе испытаний определялась с помощью микроскопа с ценой деления  $0,01$  мм. В протокол вносились средние по нескольким измерениям значения. Величина раскрытия трещин по результатам расчетов и испытаний приведена в табл. 3.

Средняя величина раскрытия трещин по трем граням составила  $0,137$  мм.

По итогам сравнения результатов испытаний с расчетными величинами раскрытия трещин наиболее близкий результат показала методика расчета по [8]. Отклонение теоретических от фактического среднего значения составляет  $3,5\%$ . Можно сделать вывод, что допустимо применение способа определения ширины раскрытия трещин по напряжениям в хомутах призмы, при этом методика [8] дает значения, более близкие к фактическим, чем [12].

Графики сравнения деформаций представлены на рис. 8. Результаты относительных деформаций призмы показали хорошую сходимость с результатами расчетов в программном комплексе. Так как в первую очередь контролировалась стабилизация деформаций и раскрытия трещин, а абсолютное значение деформаций не регламентировалось, то величины раскрытия трещин при измерении деформаций не учитывались.

### Выводы

На основании выполненного исследования можно сделать следующие выводы:

1. По результатам расчетов для локальной зоны анкера ОС-55 компании ООО «СТС» подобрано косвенное армирование, удовлетворяющее требованиям надежности и безопасности, имеющее меньшую массу (см. табл. 2) и являющееся более технологичным при изготовлении и простым при монтаже. Данные

Таблица 3

Расчет раскрытия трещин в программном комплексе Midas FEA NX по методикам [8] и [12] и сравнение с результатами испытаний

Этап	Изменение усилия $F$ , %	Напряжение в боковых хомутах в конце этапа, МПа	Раскрытие трещин, мм				
			по методике [8]	по методике [12]	по результатам испытаний (сторона)		
					А	Б	В
1	0–20	14,5	0,010	0,007	–	–	–
2	20–40	94,9	0,067	0,047	–	–	–
3	40–60	148,7	0,104	0,074	–	–	–
4	60–80	203,1	0,142	0,102	0,156	0,132	0,123
5	80–95	266,6	0,187	0,133	–	–	–

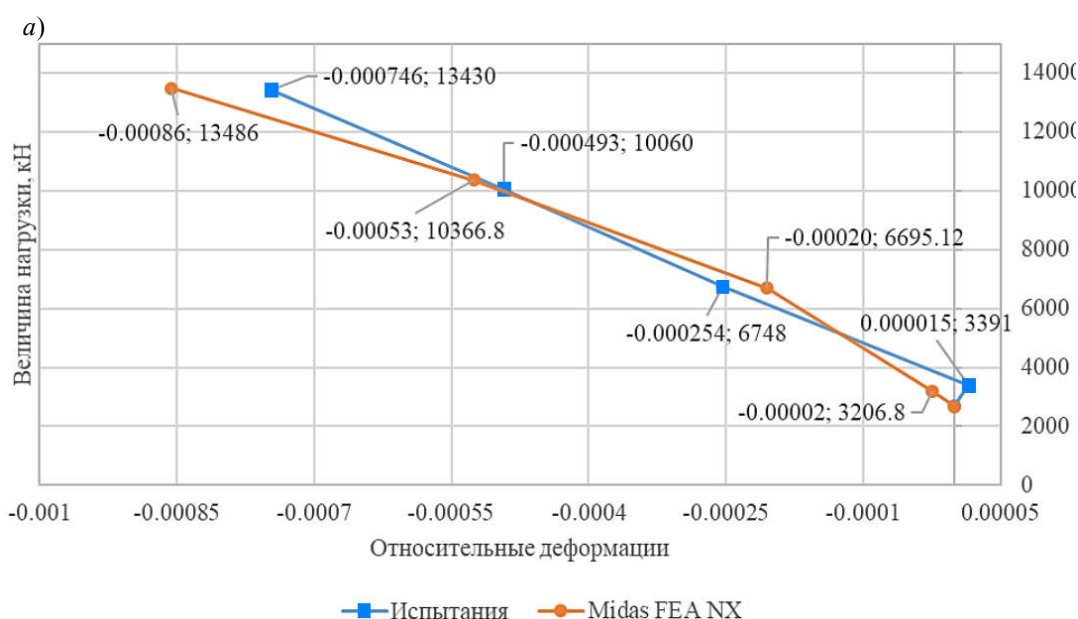


Рис. 8. График сравнения результатов относительных деформаций с результатами расчетов в Midas FEA NX (начало):  
а – по датчику Б-2



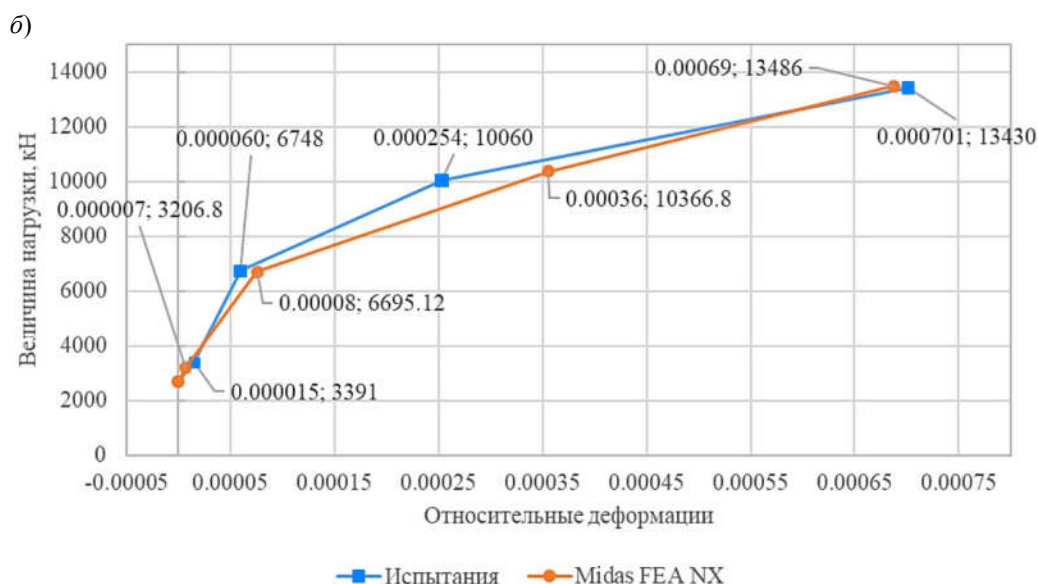


Рис. 8. График сравнения результатов относительных деформаций с результатами расчетов в Midas FEA NX (окончание):  
б – по датчику Б-3

преимущества обеспечиваются устройством косвенного армирования из одного стержневого элемента, без необходимости соединять две спирали, выдерживая требования к перехлесту и контролируя их соосность.

2. Расчетная методика верифицирована по результатам испытаний. Основные контролируемые параметры показали хорошую сходимость.

3. Стало возможным выполнение предварительного математического моделирования для различных типов анкеров перед дорогостоящими натурными испытаниями.

4. Подход к математическому моделированию, верифицированный в данной работе по экспериментальным данным, позволяет продолжить исследование прочности локаль-

ной зоны анкеров со сложной геометрической формой для изучения влияния следующих факторов:

- сочетания различных классов бетона и арматуры;
- учета отклонений при изготовлении спирали;
- учета отклонений при монтаже (несоосность спирали и анкера).

5. После проведения дополнительных исследований, подтвержденных математическим моделированием и натурными испытаниями, необходимо разработать предложения по внесению изменений в своды правил по проектированию и контролю качества при монтаже в части анкерной зоны бетона.

#### Список источников

1. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels : European Committee for Standardization, 2004. 230 p.
2. Methodological guide. Eurocode 2 application to concrete highway bridges. Paris : SETRA, 2007. 294 p.
3. ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, MI : American Concrete Institute, 2019. 623 p.
4. AASHTO Load and Resistance Factor Design. Bridge Design Specifications. Fifth edition. Washington, DC : American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010. 1623 p.
5. Post-Tensioning Manual. Sixth edition. Chapter VIII Anchorage zone design. Phoenix, AZ : Post-Tensioning Institute, 2000. 46 p.
6. Jain Monika, Khapre Rajendra. Post-tensioned anchorage zone: A review // Structures. 2022. № 46. P. 31–48.
7. Axson Daniel. Ultimate bearing strength of post-tensioned local anchorage zones in lightweight concrete. Blacksburg, VA: Virginia Polytechnic Institute and State University, 2008. 92 p.
8. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы : актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84\* : [с изменениями № 1, 2, 3 ]. Москва : Стандартинформ, 2019. 340 с.

9. Гибшман Е. Е., Гибшман М. Е. Теория и расчет предварительно напряженных железобетонных мостов. Москва : Автотрансиздат, 1963. 393 с.
10. EAD-160004-00-0301. Post-tensioning kits for prestressing of structures. EU : publishes by EOTA, 2016. 102 p.
11. СТО 95 12006–2017. Объекты использования атомной энергии. Система предварительного напряжения защитной оболочки реакторного отделения атомной электрической станции. Общие требования. Москва : Росатом, 2017. 23 с.
12. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : [с изменениями № 1, 2]. Москва : РСТ, 2022. 140 с.

## References

1. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization; 2004. 230 p.
2. Methodological guide. Eurocode 2 application to concrete highway bridges. Paris: SETRA; 2007. 294 p.
3. ACI 318-19. Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute; 2019. 623 p.
4. AASHTO Load and Resistance Factor Design. Bridge Design Specifications, fifth edition. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials; 2010. 1623 p.
5. Post-Tensioning Manual, sixth edition. Chapter VIII Anchorage zone design. Phoenix, AZ: Post-Tensioning Institute; 2000. 46 p.
6. Monika Jain, Rajendra Khapre. Post-tensioned anchorage zone: A review. *Structures*. 2022;(46):31–48.
7. Daniel Axson. Ultimate bearing strength of post-tensioned local anchorage zones in lightweight concrete. Blacksburg, VA: Virginia Polytechnic Institute and State University; 2008. 92 p.
8. SP 35.13330.2011 Bridges and culverts Actualised edition of SNiP 2.05.03-84\* [with revisions No. 1, 2, 3]. Moscow: Standartinform; 2019. 340 p. (In Russ.).
9. Gibshman E. E., Gibshman M. E. Theory and analysis of prestressed reinforced concrete bridges. Moscow: Avtotransizdat; 1963. 393 p. (In Russ.).
10. EAD-160004-00-0301. Post-tensioning kits for prestressing of structures. EU: publishes by EOTA; 2016. 102 p.
11. СТО 95 12006-2017. Nuclear power facilities. Pre-stressing system for reactor containment building of a nuclear power plant. General requirements. Moscow, Rosatom; 2017. 23 p. (In Russ.).
12. СП 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions [with revisions No. 1, 2]. Moscow, RST; 2022. 140 p. (In Russ.).

## Информация об авторах

*В. Р. Камалтдинов* – ведущий специалист по расчетам строительных конструкций ООО «СТС».  
*М. С. Марченко* – технический директор ООО «СТС».  
*В. С. Горячкин* – руководитель группы расчетов ООО «СТС».  
*В. В. Бойко* – специалист по расчетам строительных конструкций ООО «СТС».  
*Р. Р. Тулумбаев* – главный инженер проектов компании ООО «СТС».

## Information about the authors

*V. R. Kamaltdinov* – Leading Specialist in the calculation of building structures at STS.  
*M. S. Marchenko* – Technical Director of STS.  
*V. S. Goryachkin* – Head of the calculation group at STS.  
*V. V. Boiko* – Specialist in calculations of building structures at STS.  
*R. R. Tulumbaev* – Chief Project Engineer of STS.

Статья поступила в редакцию 25.04.2024; одобрена после рецензирования 12.05.2024; принята к публикации 03.07.2024.

The article was submitted 25.04.2024; approved after reviewing 12.05.2024; accepted for publication 03.07.2024.

## СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья  
УДК 624.21:620.178  
doi 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_45

### Напряженно-деформированное состояние пролетных строений путепровода от подвижной нагрузки 25 тонн на ось

Иван Сергеевич Бондарь<sup>1✉</sup>, Михаил Яковлевич Квашнин<sup>2</sup>, Серик Сатыбаевич Хасенов<sup>3</sup>,  
Жасмин Эльдаровна Мамедова<sup>4</sup>

<sup>1,2,3,4</sup> Академия логистики и транспорта, Алматы, Казахстан

<sup>1</sup> ivan\_sergeevich\_08@mail.ru✉

<sup>2</sup> kvashnin\_mj55@mail.ru

<sup>3</sup> sake-56@mail.ru

<sup>4</sup> Mamedova\_Zh@gmail.ru

**Аннотация.** В работе представлены некоторые результаты измерений относительных деформаций и напряжений в среднем сечении железобетонных пролетных строений железнодорожного путепровода от воздействия статических нагрузок, полученные с применением аппаратно-программного комплекса «ТЕНЗО», реализующего интерпретацию и обработку цифровой записи первичных преобразователей. Получены зависимости напряженно-деформированного состояния балочных пролетных строений железнодорожного путепровода при статическом приложении испытательной нагрузки, состоящей из сплотки трех тепловозов ТЭМ-18 и двух загруженных полувагонов (до 25 тонн на ось). Целью настоящего исследования являлось обеспечение надежной и безопасной эксплуатации искусственных сооружений и приведение их в соответствие с требованиями Правил технической эксплуатации железных дорог Республики Казахстан. Периодические измерения деформаций конструкции пролетного строения в течение 3–5 лет позволили произвести прогноз изменения его состояния во времени и определить остаточный ресурс по несущей способности и грузоподъемности. Зафиксированные различия в численных значениях напряжений в элементах железнодорожного путепровода (в правом и левом блоке) являются следствием неравномерного износа конструкций от воздействия климатических факторов. Результаты исследования рекомендуется использовать для проведения обследований и испытаний типовых балочных пролетных строений мостов, а также мониторинга их технического состояния при увеличении эксплуатационных нагрузок. Безопасность объектов транспортной инфраструктуры зависит от применения прогрессивных технологий и научных методов осуществления мониторинга для решения технических вопросов на всех стадиях эксплуатации. Использование цифровых аппаратно-программных комплексов при испытаниях балочных пролетных строений мостов позволит значительно сократить затраты на текущее содержание искусственных сооружений.

**Ключевые слова:** железнодорожный путепровод, пролетное строение, осевая нагрузка, деформации, напряженное состояние

**Для цитирования:** Напряженно-деформированное состояние пролетных строений путепровода от подвижной нагрузки 25 тонн на ось / И. С. Бондарь, М. Я. Квашнин, С. С. Хасенов, Ж. Э. Мамедова // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2024. № 4 (71), спецвыпуск. С. 45–54. DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_45.

## BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

### Stress-strain state of overpass spans from moving load of 25 tons per axle

Ivan S. Bondar<sup>1✉</sup>, Mikhail Ya. Kvashnin<sup>2</sup>, Serik S. Khasenov<sup>3</sup>, Jasmin E. Mamedova<sup>4</sup>

<sup>1,2,3,4</sup> Academy of Logistics and Transport, Almaty, Kazakhstan

<sup>1</sup> ivan\_sergeevich\_08@mail.ru✉

<sup>2</sup> kvashnin\_mj55@mail.ru

<sup>3</sup> sake-56@mail.ru

<sup>4</sup> Mamedova\_Zh@gmail.ru

**Abstract.** The paper presents some results of measurements of relative strains and stresses in the middle section of reinforced concrete spans of the railway overpass from the impact of static loads, obtained with the use of hardware-

software complex TENZO, which implements the interpretation and processing of digital records of primary transducers. The dependences of the stress-strain state of the girder spans of the railway overpass under static application of the test load consisting of the cohesion of three TEM-18 diesel locomotives and two loaded gondola cars (up to 25 tones per axle) were obtained. The purpose of this study was to ensure reliable and safe operation of artificial structures, and bring them into compliance with the requirements of the Rules of Technical Operation of Railways of the Republic of Kazakhstan. Periodic measurements of deformations of the span structure during 3–5 years allowed to forecast changes in its condition over time and determine the residual life in terms of load-bearing capacity and load carrying capacity. The differences in the numerical values of stresses in the elements of the railway overpass (right and left block) are a consequence of uneven wear of structures due to climatic factors. The results of the study are recommended to be used for inspections and tests of typical girder bridge spans, as well as in case of monitoring their technical condition under increasing operational loads. The safety of transport infrastructure facilities depends on the application of progressive technologies and scientific methods of monitoring to solve technical issues at all stages of operation. The use of digital hardware and software complexes in testing of bridge girders will significantly reduce the cost of current maintenance of artificial structures.

**Keywords:** railroad overpass, span structure, axial load, deformations, stress state

**For citation:** Bondar I. S., Kvashnin M. Y., Hasenov S. S., Mamedova J. E. Stress-strain state of overpass spans from moving load of 25 tons per axle. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2024;(71):45–54. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_45.

### Введение

Железнодорожный транспорт Республики Казахстан представляет собой уникальную систему, функционирующую в разнообразных природных и климатических условиях. Обеспечение безопасности работы данной системы является сложной и многогранной задачей. Состояние железнодорожного пути и искусственных сооружений – приоритетный объект управления путевого хозяйства, основной результат его деятельности. Содержание искусственных сооружений в состоянии, обеспечивающем их работу без каких-либо ограничений, при нормальной эксплуатации и возможных экстремальных воздействиях на объект является одной из важнейших задач. Известно, что постоянный контроль за техническим состоянием искусственных сооружений, расположенных в сети железных дорог Республики Казахстан, на стадии эксплуатации приводит к снижению эксплуатационных затрат на их содержание. Кроме того, планирование межремонтных сроков искусственных сооружений производится на основе обработки данных по физическому состоянию объектов инфраструктуры. Актуальной становится задача автоматизированной разработки проектных решений по ремонтно-профилактическим мероприятиям искусственных сооружений в соответствии с их техническим состоянием на момент обследования и испытания [1–5].

Согласно действующим в Республике Казахстан нормам [6], динамический коэффициент является одним из наиболее важных параметров, используемых при проектировании и эксплуатации балочных мостовых сооружений.

Напряжения и динамические коэффициенты определяются как расчетным, так и экспериментальным методом для балочных пролетных строений мостов, испытывающих статические и динамические воздействия от подвижного состава [7]. Причем расчетные напряжения от воздействия динамической нагрузки складываются с расчетными напряжениями от воздействия статической нагрузки [8, 9].

Проектировщики применяют динамический коэффициент, полученный расчетным методом и опытным путем при испытании существующих типовых пролетных строений мостов [10, 11]. Для балочных пролетных строений эксплуатируемых мостов имеется накопленная за длительный период мониторинга состояния несущих конструкций база динамических коэффициентов [12, 13].

В работах зарубежных [14, 15], российских [16–20] и казахстанских [3, 7, 11–13, 21] специалистов представлены исследования по экспериментальному определению напряженно-деформированного состояния балочных пролетных строений железнодорожных мостов, подтверждающие адекватность изложенных в данной статье результатов.

### Материалы и методы исследования

В работе использован тензометрический метод измерений при натурных испытаниях пролетных строений мостов с применением аппаратно-программного комплекса «ТЕНЗО», реализующего интерпретацию и обработку цифровой записи первичных преобразователей с помощью усилителей МР55.

Испытывались балочные железобетонные пролетные строения железнодорожного путепровода, расположенного на прямой в плане и профиле площадке. Пролетные строения длиной: 16,5 м – ребристые двухблочные таврового сечения, тип полотна – на щебеночном балласте и 23,6 м – ребристые двухблочные, двутаврового сечения из предварительно напряженного бетона, тип полотна – на щебеночном балласте [8, 9].

На рис. 1 представлена фотография объекта в момент загрузки железобетонных пролетных строений железнодорожного путепровода испытательной нагрузкой, а на рис. 2 – схема расположения тензорезисторов.

На рис. 3 представлена схема испытательной нагрузки, состоящей из сплотки трех тепловозов ТЭМ-18 и двух загруженных полувагонов, в табл. 1 – общий вес и нагрузка на ось от каждой испытательной единицы подвижного состава.

#### Результаты исследования

В табл. 2 приведены некоторые результаты измерений относительных деформаций и фибровых напряжений железобетонных балочных пролетных строений железнодорож-

ного путепровода при проведении статических испытаний от воздействия испытательного подвижного состава, состоящего из сплотки трех тепловозов ТЭМ-18 и двух загруженных полувагонов (529 и 339), общий вес испытательной нагрузки 573,6 т.

Диаграммы напряжений растянутой зоны в середине пролета железобетонной балки длиной 16,5 и 23,6 м приведены на рис. 4 и 5 соответственно.

#### Обсуждение результатов

По табл. 3 можно сделать вывод, что напряжения в железобетонных пролетных строениях железнодорожного путепровода изменяются в зависимости от расположения испытательной нагрузки на пролетном строении.

Наиболее неблагоприятное расположение осей испытательной нагрузки на пролетном строении соответствует максимальным напряжениям в среднем сечении пролетного строения. Казалось бы, максимально возможная испытательная нагрузка 149,475 тс (полувагон-339 + полувагон-529  $4 \times 25,0875 + 2 \times 24,5625$ ) на пролетном строении ПС 0-1 16,5 м (рис. 6, ступень загрузки 4) дает максимальные напряжения: в правом блоке – 4,27 МПа, в левом –



Рис. 1. Железнодорожный путепровод под испытательной нагрузкой (2-я ступень загрузки)

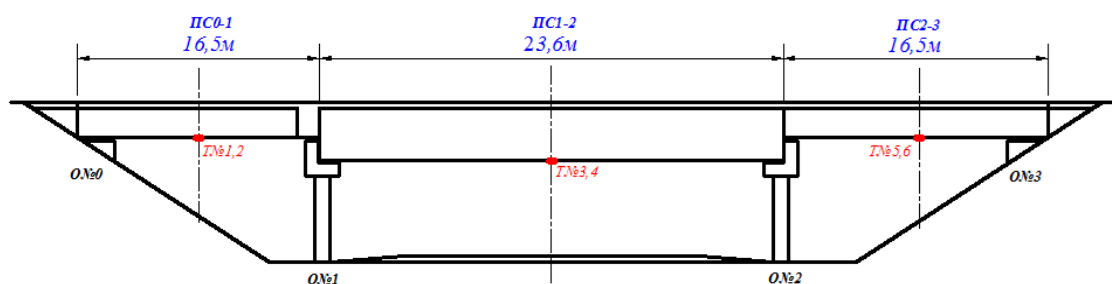


Рис. 2. Схема расположения тензорезисторов на железобетонных пролетных строениях железнодорожного путепровода (схема 16,5 + 23,6 + 16,5; ПС 0-1 – ПС 2-3 – пролетные строения путепроводов; Т № 1 – Т № 6 – тензорезисторы FLM-60-11; О № 0 – О № 3 – устои обсыпного типа и промежуточные опоры)



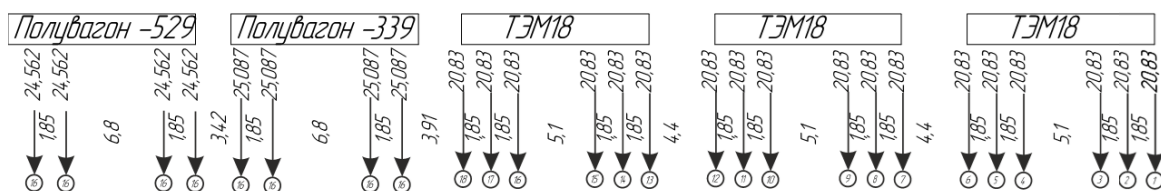


Рис. 3. Схема испытательной нагрузки

Таблица 1

**Испытательная нагрузка на пролетные строения**

Нагрузка	Полувагон -529	Полувагон -339	ТЭМ-18
Общий вес, т	98,25	100,35	125,00
Нагрузка на ось, тс/кН	24,5625/240,95	25,0875/246,1	20,83/204,3

Таблица 2

**Измеренные относительные деформации и напряжения в пролетных строениях путепровода (схема 16,5 + 23,6 + 16,5)**

Степень загрузки	ПС 0-1				ПС 1-2				ПС 2-3			
	Правый блок		Левый блок		Правый блок		Левый блок		Правый блок		Левый блок	
	мкм	МПа	мкм	МПа	мкм	МПа	мкм	МПа	мкм	МПа	мкм	МПа
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	133	4,11	135	4,16	0	0	0	0	0	0	0	0
2	168	5,18	165	5,08	91	3,10	83	2,83	0	0	0	0
3	170	5,23	170	5,23	93	3,18	86	2,95	123	3,82	112	3,48
4	138	4,27	139	4,32	93	3,20	84	2,90	156	4,80	144	4,42
5	6	0,19	6	0,19	94	3,22	87	2,96	137	4,25	122	3,76
6	0	0	0	0	0	0	0	0	149	4,59	125	3,87
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Примечание. На ступенях загрузки 0 и 7 нагрузка отсутствует; ПС 0-1 и ПС 2-3  $E = 30\ 890$  МПа; ПС 1-2  $E = 34\ 320$  МПа.

**Пролетное строение длиной 16,5 м**

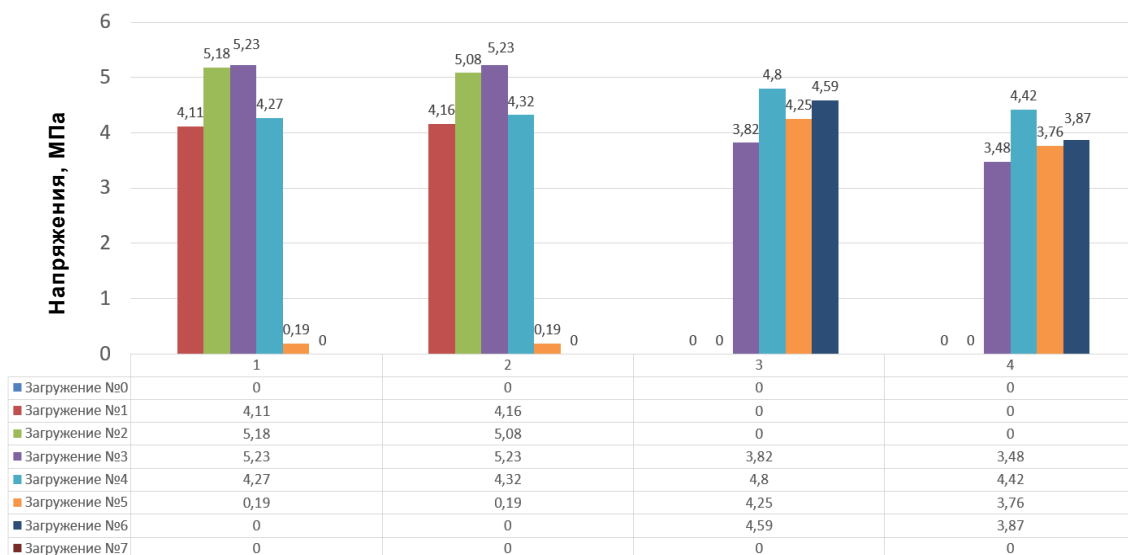


Рис. 4. Диаграммы напряжений растянутой зоны пролетного строения длиной 16,5 м:

1 и 3 – правый блок; 2 и 4 – левый блок

4,32 МПа. Однако наибольшие напряжения возникают в правом блоке – 5,23 МПа и в левом блоке – 5,23 МПа пролетного строения ПС 0-1 16,5 м от испытательной нагрузки

112,665 тс (ТЭМ-18 + полувагон-339  $3 \times 20,83 + 2 \times 25,0875$ ; рис. 7, степень загрузки 3).

Для пролетного строения ПС 2-3 16,5 м при максимально возможной испытательной

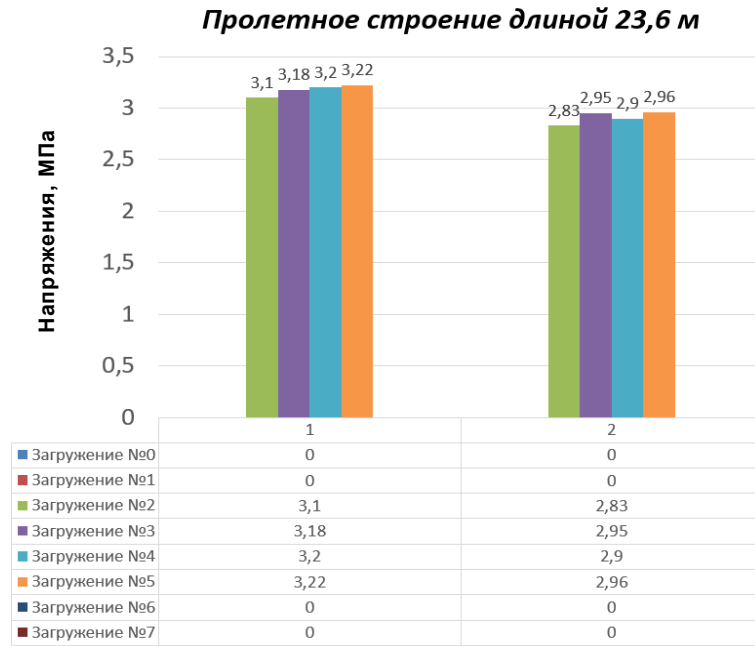


Рис. 5. Диаграммы напряжений растянутой зоны пролетного строения 23,6 м:  
1 – правый блок; 2 – левый блок

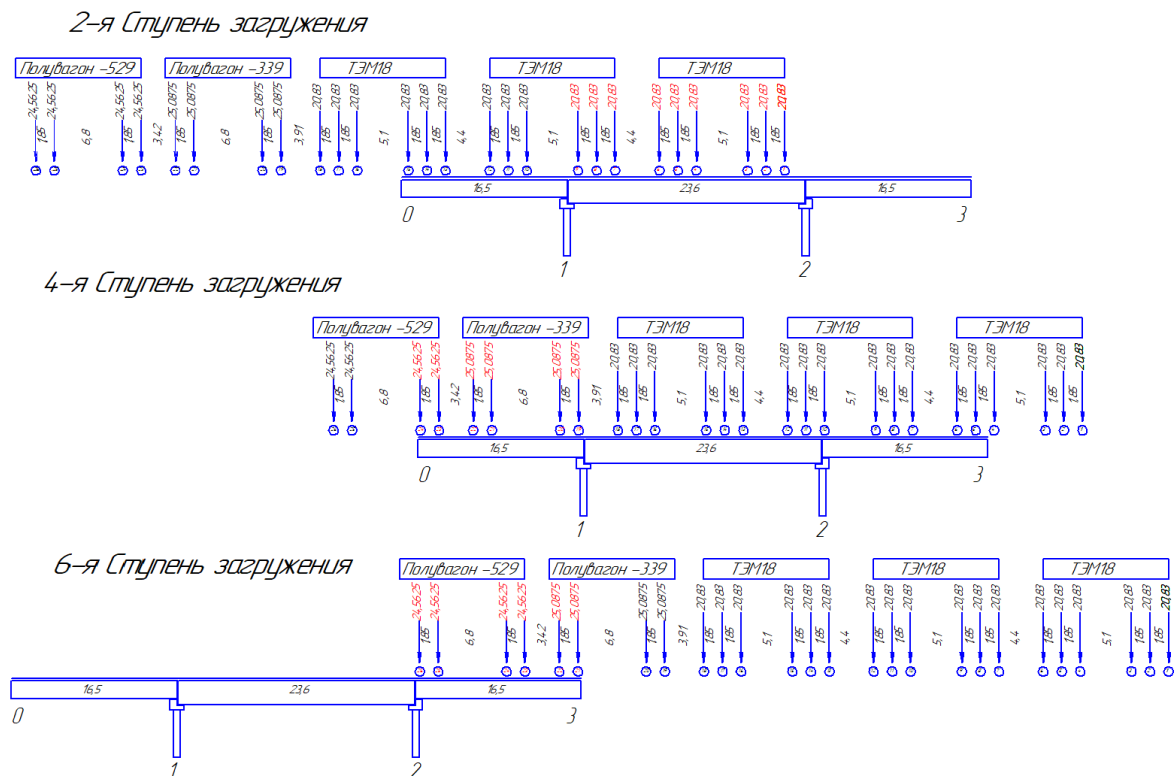


Рис. 6. Схемы загрузки испытательной нагрузкой пролетных строений путепровода  
(схема 16,5 + 23,6 + 16,5; максимальная нагрузка)

нагрузке 148,425 тс (полувагон-339 + полувагон-529  $2 \times 25,0875 + 4 \times 24,5625$ ; см. рис. 6, ступень загрузки 6) зафиксированы напряжения: в правом блоке – 3,10 МПа, в левом блоке – 2,83 МПа (ступень загрузки 6), значительно меньшие, чем от испытательной нагрузки в

124,98 тс (ТЭМ-18  $6 \times 20,83$ ), соответственно, в правом блоке – 4,80 МПа, в левом блоке – 4,42 МПа (рис. 7, ступень загрузки 4).

Максимально возможная испытательная нагрузка 187,47 тс (ТЭМ-18  $9 \times 20,83$ ) на пролетном строении ПС 1-2 23,6 м (см. рис. 6)

Таблица 3

**Измеренные напряжения в пролетных строениях путепровода (схема 16,5 + 23,6 + 16,5)  
от испытательной нагрузки**

Пролетное строение, м	ТЭМ-18			Полувагон (339) + полувагон (529)			ТЭМ-18 + полувагон (339)		
	Нагрузка, тс, и ступень загрузки	Напряжение, МПа		Нагрузка, тс, и ступень загрузки	Напряжение, МПа		Нагрузка, тс, и ступень загрузки	Напряжение, МПа	
		Правый блок	Левый блок		Правый блок	Левый блок		Правый блок	Левый блок
ПС 0-1 16,5	–	–	–	149,475 (4 × 25,0875 + + 2 × 24,5625), ступень 4	4,27	4,32	–	–	–
				–	–	–	112,665 (3 × 20,83 + + 2 × 25,0875), ступень 3	5,23	5,23
ПС 2-3 16,5	–	–	–	148,425 (2 × 25,0875 + + 4 × 24,5625), ступень 6	3,10	2,83	–	–	–
	124,98 (6 × 20,83), ступень 4	4,80	4,42	–	–	–	–	–	–
ПС 1-2 23,6	187,47 (9 × 20,83), ступень 2	3,10	2,83	–	–	–	–	–	–
	–	–	–	174,0375 (4 × 25,0875 + + 3 × 24,5625), ступень 5	3,22	2,96			

даст максимальные напряжения в правом блоке – 3,10 МПа, в левом блоке – 2,83 МПа (ступень загрузки 2), но фактически наибольшие напряжения возникают в правом блоке – 3,22 МПа, в левом блоке – 2,96 МПа пролетного строения ПС 1-2 23,6 м от меньшей испытательной нагрузки 174,0375 тс (полувагон-339 + полувагон-529 4 × 25,0875 + + 3 × 24,5625; см. рис. 7, ступень загрузки 5).

#### **Выводы**

Тензометрический метод измерения деформаций и напряжений в конструкциях является наиболее точным и апробированным, а при определении малых деформаций при динамических воздействиях – практически единственным и используется во всех развитых странах мира.

По результатам выполненных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Физическое состояние железобетонных пролетных строений железнодорожного путепровода удовлетворяет требованиям Правил технической эксплуатации железных дорог Республики Казахстан.

2. Выявленные различия в численных значениях напряжений в элементах железнодорожного путепровода (в правом и левом блоке) являются следствием неравномерного износа конструкций, обусловленного воздействием климатических факторов.

3. Периодическое проведение измерений деформаций конструкции пролетного строения в течение 3–5 лет позволит произвести прогноз изменения его состояния во времени и определить остаточный ресурс по несущей способности и грузоподъемности.

Безопасность объектов транспортной инфраструктуры зависит от применения про-

Diagram of a continuous beam with three spans. The beam is supported by three vertical supports labeled 0, 1, and 2. The spans are labeled with their lengths: 16.5, 23.6, and 16.5. The beam is subjected to various loads: a uniformly distributed load of 6.8 kN/m over the first span, a point load of 34.2 kN at the end of the first span, a point load of 3.91 kN at the start of the second span, a point load of 5.1 kN at the end of the second span, a point load of 4.4 kN at the start of the third span, and a point load of 5.1 kN at the end of the third span. The beam is labeled "Полубазан -529" and "Полубазан -339" at the ends, and "ТЭМ18" above the supports.

[illegible]

Diagram of a three-span continuous beam with supports 1, 2, and 3. The beam has segments of 16.5m, 23.6m, and 16.5m. It is loaded with Polubazan -529, Polubazan -339, and ТЭМ18. The diagram shows the distribution of loads and the resulting bending moment diagram with values at various points.

грессивных технологий и научных методов осуществления мониторинга для решения технических вопросов на всех стадиях эксплуатации. Использование цифровых аппаратно-программ-

## Список источников

- 51

7. Bondar I. S., Aldekeeva D. T., Ospanova Z. K. Stress-strain state of reinforced concrete spans of a railway overpass using a spatial finite element model // *Vibrotechnical Works*. 2024. Vol. 54. P. 320–326. DOI 10.21595/vp.2024.24086.
8. Технический отчет. Обследование и испытание железнодорожного путепровода по схеме 16,5 + 23,6 + 16,5 м через автомобильную дорогу II категории на км 56 ПК9+50 железнодорожной линии Кульсары – Тенгиз. Алматы : КазАТК им. М. Тынышпаева, 2018. 126 с.
9. Технический отчет. Обследование и испытание железнодорожного путепровода по схеме 11,5 + 23,6 + 11,5 м через автомобильную дорогу II категории на км 96 ПК5+20 железнодорожной линии Кульсары – Тенгиз. Алматы : КазАТК им. М. Тынышпаева, 2018. 121 с.
10. Яшнов А. Н., Слюсарь А. В. Совершенствование методики диагностики железобетонных пролетных строений по результатам исследования их динамической работы // *Общество железобетонщиков Сибири и Урала. Научные труды*. Новосибирск : Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет, 2005. Вып. 8. С. 83–85.
11. Бондарь И. С. Влияние подвижной нагрузки на деформации пролетного строения железнодорожного моста // *Инженерные сооружения на транспорте : сборник трудов с международным участием*. Москва : Московский государственный университет путей сообщения (МИИТ), 2016. Вып. 7. С. 64–67.
12. Development of safety methods on artificial structures of railway lines / A. Akbayeva, G. Muratbekova, Z. Altayeva [et al.] // *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2022. Vol. 6, No. 1 (120). P. 43–52. DOI 10.15587/1729-4061.2022.269964.
13. Bondar I. S., Karibaeva G. B., Kurbenova A. K. Vibration diagnostics Construction of structures on railways // *Vibrotechnical works*. 2024. Vol. 54. P. 109–115. DOI 10.21595/vp.2024.24093.
14. Bonessio N., Lomiento G., Benzoni G. damage identification procedure for seismically isolated bridges // *Structural Control Health Monitoring*. 2011. Vol. 19. P. 565–578. DOI 10.1002/stc.448.
15. Yang Y., Li S., Yan B. Specifications and applications of the technical code for monitoring of building and bridge structures in China // *Advances in Mechanical Engineering*. 2015. Vol. 9 (1). P. 1–10. DOI 10.1177/1687814016684272.
16. Бокарев С. А., Соловьев Л. Ю., Рогова Е. В. Методика оценки грузоподъемности сталежелезобетонных железнодорожных пролетных строений // *Известия вузов. Строительство*. 2009. № 3 (603). С. 106–114.
17. Яшнов А. Н. Методология сквозного мониторинга технического состояния мостовых сооружений в их жизненном цикле : специальность 2.1.8 «Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Яшнов Андрей Николаевич ; Сибирский государственный университет путей сообщения. Новосибирск, 2023. 376 с.
18. Failures and collapses of bridge constructions, analysis of their causes. Part 4 / I. Ovchinnikov, I. Maystrenko, I. Ovchinnikov [et al.] // *Russian Journal of Transport Engineering*. 2018. Vol. 5, No. 1. DOI 10.15862/05SATS118.
19. Аварии и разрушения мостовых сооружений, анализ их причин. Часть 1 / И. Ю. Майстренко, И. И. Овчинников, И. Г. Овчинников, А. В. Кокодеев // *Транспортные сооружения : интернет-журнал*. 2017. Т. 4, № 4. DOI 10.15862/13TS417.
20. Belyi A., Karapetov E., Efimenko Yu. Structural health and geotechnical monitoring during transport objects construction and maintenance // *Proceedings of the International Scientific Conference Transportation Geotechnics and Geoecology (TGG-2017)*. 2017. Vol. 189. P. 145–151. DOI 10.1016/j.proeng.2017.05.024.
21. Определение напряженного состояния и динамических коэффициентов балочных мостов / И. С. Бондарь, Н. М. Махметова, М. Я. Квашнин, С. С. Хасенов // *Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения*. 2023. № 4 (67). С. 92–100. DOI 10.52170/1815-9265\_2023\_67\_92.

## References

1. Lienhart W., Ehrhart M. State of the art of geodetic bridge monitoring *Structural Health Monitoring. System Reliability for Verification and Implementation – Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Workshop on Structural Health Monitoring*. 2015. P. 449–456. DOI 10.12783/SHM2015/58.
2. Mosbeh R. Kaloop, Jong Wan Hu. Dynamic performance analysis of the towers of a long-span bridge based on GPS monitoring technique. *Journal of Sensors*. 2016;6:14.



3. Solonenko V., Makhmetova N., Nikolaev V. [et al.]. Analysis of the stress-strain state of travel pipes with the use of hardware and software complex. *News of the National Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan. Series of geology and technical sciences.* 2020;1(439):181–188. DOI 10.32014/2020.2518-170X.22.
4. Bokarev S. A., Pribytkov S. S., Yashnov A. N. Maintenance of artificial constructions with the use of information technologies. Moscow: Training and Methodical Centre for Education on Railway Transport; 2008. P. 193. (In Russ.).
5. Bokarev S. A., Yashnov A. N., Snezhkov I. I., Slyusar A. V. Small-size automated systems for the ISOS diagnostics. *Way and Track Economy.* 2007;(9):25–26. (In Russ.).
6. SP RK 3.03-112-2013. Bridges and pipes. Astana; 2015. 717 p. (In Russ.).
7. Bondar I. S., Aldekeeva D. T., Ospanova Z. K. Stress-strain state of reinforced concrete spans of a railway overpass using a spatial finite element model. *Vibrotechnical Works.* 2024;54:320–326. DOI 10.21595/vp.2024.24086.
8. Technical report. Inspection and testing of railway overpass on the scheme of 16.5 + 23.6 + 16.5 m over the road II category at km 56 PK9+50 of the railway line Kulsary – Tengiz. Almaty: KazATK named after M. Tynyshpayev; 2018. 126 p. (In Russ.).
9. Technical report. Inspection and testing of the railway overpass on the scheme 11.5 + 23.6 + 11.5 m through the road of II category at km 96 PK5+20 of the railway line Kulsary – Tengiz. Almaty: KazATK named after M. Tynyshpayev; 2018. 121 p. (In Russ.).
10. Yashnov A. N., Slyusar A. V. Improvement of the methodology of diagnostics of reinforced concrete spans based on the results of research of their dynamic operation. Society of Reinforced Concrete Manufacturers of Siberia and the Urals. Scientific proceedings. Novosibirsk: Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering; 2005. Iss. 8. P. 83–85. (In Russ.).
11. Bondar I. S. Influence of mobile load on deformations of railway bridge spanning structure // Engineering structures on transport: proceedings with international participation. Moscow: Russian University of transport (MIIT); 2016. Iss. 7. P. 64–67. (In Russ.).
12. Akbayeva A., Muratbekova G., Altayeva Z. [et al.]. Development of safety methods on artificial structures of railway lines. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies.* 2022;6(120):43–52. DOI 10.15587/1729-4061.2022.269964.
13. Bondar I. S., Karibaeva G. B., Kurbenova A. K. Vibration diagnostics Construction of structures on railways. *Vibrotechnical Works.* 2024;54:109–115. DOI 10.21595/vp.2024.24093.
14. Bonessio N., Lomiento G., Benzoni G. Damage identification procedure for seismically isolated bridges. *Structural Control Health Monitoring.* 2011;19:565–578. DOI 10.1002/stc.448.
15. Yang Y., Li S., Yan B. Specifications and applications of the technical code for monitoring of building and bridge structures in China. *Advances in Mechanical Engineering.* 2015;9(1):1–10. DOI 10.1177/1687814016684272.
16. Bokarev S. A., Solovyev L. Yu., Rogova Ye. V. Methodology for estimation of load-carrying capacity of steel-reinforced concrete railway spanning structures. *News of Higher Educational Institution. Construction.* 2009;(603):106–114. (In Russ.).
17. Yashnov A. N. Methodology of through monitoring of technical condition of bridge structures in their life cycle. Speciality 2.1.8 Design and construction of roads, subways, aerodromes, bridges and transport tunnels. Dissertation for the Degree of Candidate of Engineering. Yashnov Andrey Nikolaevich; Siberian Transport University. Novosibirsk; 2023. 376 p. (In Russ.).
18. Ovchinnikov I., Maystrenko I., Ovchinnikov I. [et al.]. Failures and collapses of bridge constructions, analysis of their causes. Part 4. *Russian Journal of Transport Engineering.* 2018;5(1). DOI 10.15862/05SATS118.
19. Maistrenko I. Yu., Ovchinnikov I. I., Ovchinnikov I. G., Kokodeev A. V. V. Accidents and destruction of bridge structures, analysis of their causes. Part 1. Online journal. *Transport Structures.* 2017;4(4) (In Russ.). <https://t-s.today/PDF/13TS417.pdf>. DOI 10.15862/13TS417.
20. Belyi A., Karapetov E., Efimenko Yu. Structural health and geotechnical monitoring during transport objects construction and maintenance. *Proceedings of the International Scientific Conference Transportation Geotechnics and Geoecology (TGG-2017).* 2017. Vol. 189. P. 145–151. DOI 10.1016/j.proeng.2017.05.024.
21. Bondar I. S., Makhmetova N. M., Kvashnin M. Ya., Khasenov S. S. Determination of stress state and dynamic coefficients of girder bridges. *The Siberian Transport University Bulletin.* 2023;(67):92–100. DOI 10.52170/1815-9265\_2023\_67\_92. (In Russ.).

### **Информация об авторах**

*И. С. Бондарь* – ассоциированный профессор кафедры «Строительная инженерия» Академии логистики и транспорта, кандидат технических наук ВАК РФ, Ph. D МОН РК, ассоциированный профессор (доцент).

*М. Я. Квашнин* – ассоциированный профессор кафедры «Строительная инженерия» Академии логистики и транспорта, кандидат технических наук, доцент.

*С. С. Хасенов* – академический профессор кафедры «Строительная инженерия» Академии логистики и транспорта, доктор технических наук, профессор.

*Ж. Э. Мамедова* – студент кафедры «Строительная инженерия» Академии логистики и транспорта.

### **Information about the authors**

*I. S. Bondar* – Associate Professor of the Construction Engineering Department, Academy of Logistics and Transport, Candidate of Engineering, Ph.D. of VAK RF, Ph.D. of MES RK, Associate Professor.

*M. Ya. Kvashnin* – Associate Professor of the Construction Engineering Department, Academy of Logistics and Transport, Candidate of Engineering, Associate Professor.

*S. S. Hasenov* – Academic Professor of the Construction Engineering Department, Academy of Logistics and Transport, Doctor of Engineering, Professor.

*J. E. Mamedova* – Student of the Construction Engineering Department, Academy of Logistics and Transport.

Статья поступила в редакцию 26.04.2024; одобрена после рецензирования 21.06.2024; принята к публикации 12.07.2024.

The article was submitted 26.04.2024; approved after reviewing 21.06.2024; accepted for publication 12.07.2024.

## СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья  
УДК 624.3  
doi 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_55

### Особенности и современные методы обеспечения контроля технического состояния искусственных сооружений с пролетными строениями в виде железнодорожных ферм

Олег Владимирович Осетинский<sup>1✉</sup>, Андрей Анатольевич Белый<sup>2</sup>,  
Анатолий Анатольевич Антонюк<sup>3</sup>, Герман Владимирович Осадчий<sup>4</sup>

<sup>1,2,3,4</sup> «Смарт Групп», Санкт-Петербург, Россия

<sup>1</sup> Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия

<sup>2,4</sup> Ташкентский государственный транспортный университет, Ташкент, Узбекистан

<sup>3</sup> Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, Санкт-Петербург, Россия

<sup>1</sup> 89095847909@mail.ru✉

<sup>2</sup> andbeliy@mail.ru

<sup>3</sup> aaa.12.03.1992@mail.ru

<sup>4</sup> osgerman@mail.ru

**Аннотация.** Техническое состояние мостовых сооружений в виде ферм, используемых под железнодорожное движение, стало в настоящее время предметом широких научных дискуссий. Обеспечение данного технического состояния – достаточно существенная научная проблема, решение которой приобретает все большее практическое значение. Очевидно, что одним из наиболее действенных инструментов по управлению техническим состоянием подобных сооружений является мониторинг инженерных конструкций. В статье выполнен краткий технико-эксплуатационный анализ железнодорожных ферм, выделены основные проблемы их содержания с использованием непрерывных систем мониторинга инженерных конструкций. Осуществлен обзор существующих систем (подсистем) мониторинга с кратким описанием принципов их работы. Даны предложения по совершенствованию существующих решений и подходов к мониторингу. Актуальность рассмотрения данного вопроса особенно важна при обосновании оптимального числа контролируемых параметров. Он постоянно возникает во время прохождения государственной экспертизы проектной документации, а также общения с заказчиком при обосновании затрат. Особенно важно на этапе разработки программы мониторинга учитывать необходимость производить анализ сооружения с точки зрения его представления объектом мониторинга. Очевидно, это требует перехода от субъективного определения точек контроля по идеальной модели сооружения к строгим математическим зависимостям. Состояние сооружения в этом случае характеризуется количеством и типом дефектов, а также оцениваются постоянные и временные воздействия. В качестве примера приведены данные по обследованию двух мостовых сооружений под железную дорогу с пролетными строениями в виде ферм.

**Ключевые слова:** мост, ферма, обследование, техническое состояние, мониторинг инженерных конструкций

**Для цитирования:** Особенности и современные методы обеспечения контроля технического состояния искусственных сооружений с пролетными строениями в виде железнодорожных ферм / О. В. Осетинский, А. А. Белый, А. А. Антонюк, Г. В. Осадчий // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2024. № 4 (71), спецвыпуск. С. 55–65. DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_5\_55.

## BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

### Features and modern methods for the technical condition control of artificial structures with railway trusses form spans

Oleg V. Osetinskiy<sup>1✉</sup>, Andrey A. Belyi<sup>2</sup>, Anatoly A. Antonyuk<sup>3</sup>, German V. Osadchiy<sup>4</sup>

<sup>1,2,3,4</sup> Smart Group, Saint Petersburg, Russia

<sup>1</sup> Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg, Russia

<sup>2,4</sup> Tashkent State Transport University, Tashkent, Uzbekistan

<sup>3</sup> Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Saint Petersburg, Russia

<sup>1</sup> 89095847909@mail.ru✉

<sup>2</sup> andbeliy@mail.ru

<sup>3</sup> aaa.12.03.1992@mail.ru

<sup>4</sup> osgerman@mail.ru

**Abstract.** The technical condition of bridge structures in the form of farms used for railway traffic is the subject of wide scientific discussions at present. Ensuring this technical condition is a rather significant scientific problem, the solution of which is now becoming increasingly practical. Obviously, one of the most effective tools for managing this technical condition of such structures is the monitoring of engineering structures. A brief technical and operational analysis of railway farms was carried out in the article, highlighting the main problems of their maintenance. The existing monitoring systems (subsystems) were reviewed with a brief description of their operating principles. Proposals for improving existing solutions and approaches to monitoring are described. The relevance of considering this issue is especially important when justifying the optimal number of controlled parameters. This question constantly arises when design documentation undergoes state examination, as well as when communicating with the customer when justifying costs. It is especially important at the stage of developing a monitoring program to take into account the need to analyze the structure from the point of view of its representation by the monitoring object. Obviously, this requires a transition from the subjective determination of control points based on an ideal structure model to strict mathematical dependencies. The condition of the structure in this case, characterized by the number and types of defects, as well as an assessment of permanent and temporary impacts. As an example, data are given on the survey of two bridge structures for a railway with spans in the form of trusses.

**Keywords:** bridge, truss, inspection, technical condition, structural health monitoring of engineering structures

**For citation:** Osetinskiy O. V., Belyi A. A., Antonyuk A. A., Osadchiy G. V. Features and modern methods for the technical condition control of artificial structures with railway trusses form spans. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2024;(71):55–65. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_55.

## Введение

Мостовые переходы с пролетными строениями в виде металлических ферм являются важными элементами инфраструктуры железнодорожного транспорта. Они играют ключевую роль в обеспечении надежности и безопасности движения поездов, особенно при пересечении больших водотоков или иных преград, их число значительно в общем объеме искусственных сооружений [1, 2]. По мере старения инфраструктуры становится все более важным обеспечение контроля за их техническим состоянием.

Исследованию надежности работы подобных конструкций (теоретического и практического характера) посвящено большое число работ, среди которых можно упомянуть публикации [3–9].

Целью статьи является обоснование и предложение современных решений по повышению технического состояния подобных конструкций.

Задачи, которые можно сформулировать в развитие цели статьи, сводятся к следующему:

- краткий технико-эксплуатационный анализ железнодорожных ферм с выделением основных проблем;
- обзор существующих систем (подсистем) мониторинга с кратким описанием принципов их работы;
- предложения по совершенствованию существующих решений и подходов.

## Материалы и методы исследования

В качестве материала исследования было принято техническое состояние железнодорожных мостовых сооружений с пролетными строениями в виде металлических ферм, находящихся в эксплуатации.

Методы исследования: системный анализ, теория надежности и теория вероятностей, теория систем, теория эффективности целенаправленных процессов, методы многокритериальной оптимизации, а также комплекс общенаучных методов исследования, известных сегодня. В соответствии с целью и задачами статьи анализа и расчеты выполнены на базе современных теоретических и инструментально-измерительных методов. Натурные исследования проводились на конкретных мостовых сооружениях с использованием современных средств измерения. Отдельно следует выделить предиктивную аналитику как один из современных методов исследований, позволяющий достаточно удачно связать накопленные статистические данные с методиками управления рисками, переход к которым осуществляется через формализацию вероятностных моделей. При этом оценка качества данных статистики, ее корректности, фильтрация случайных данных экстремумов также достигаются через использование для этих целей методов машинного обучения, которые на практике показали себя на некоторых данных лучше, чем статистические методы анализа данных.

### Результаты исследования

В качестве первого примера можно привести широко известное обрушение конструкций железнодорожного моста на перегоне ст. Кола – ст. Выходной (1436 км 1 перегон) Мурманского отделения Октябрьской железной дороги в Кольском районе в 2020 г. (рис. 1). Согласно проведенной экспертизе в рамках расследования причин обрушения, мост рухнул вследствие недостаточного контроля за его состоянием и несвоевременного ремонта [10]. Как сообщается, причиной обрушения стали растаявший снег и большая водность р. Колы, которые подмыли насыпь опоры моста.

Еще одним примером непроектной и не прогнозируемой ситуации, возникновение которой возможно только во время эксплуатации, является случай, который произошел с мостовым сооружением, расположенным в южной части средней полосы европейской части России.

Конструкция железнодорожного металлического однопролетного моста, полная длина которого составляет 91,2 м, приведена на рис. 2.

Для полной и объективной оценки технического состояния рассматриваемого сооружения авторами настоящей статьи был выполнен целый комплекс мероприятий по исследованию металлических конструкций, необходимых для определения их текущего состояния.

В результате обследования был выявлен ряд дефектов, нарушающих безопасные условия эксплуатации сооружения, а именно необратимые разрушения элементов конструкции: полное или частичное смещение и нарушение пространственно-геометрического положения элементов, отсутствие отдельных заклепок и др.

Для учета влияния обнаруженных дефектов при формировании итогового заключения о состоянии сооружения был проведен ряд расчетно-теоретических исследований с использованием расчетного программного ком-



Рис. 1. Обрушение моста через р. Колу

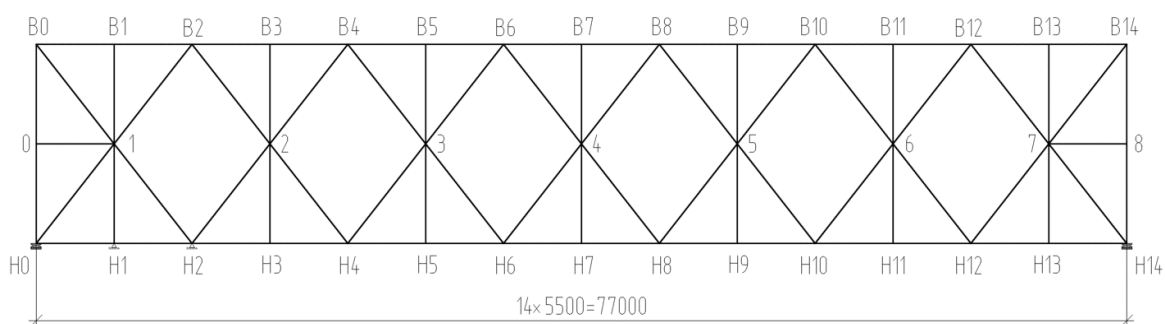


Рис. 2. Конструктивная схема пролетного строения мостового сооружения



плекса, в основе которого лежит использование метода конечных элементов.

Расчетная модель сооружения представляет собой стержневую конструкцию (рис. 3). Модель сделана с учетом обнаруженных повреждений конструкции пролетного строения (рис. 4). В расчете пролетного строения принята внешне статически определимая в плане схема закрепления по точкам опирания.

Результаты расчетно-теоретического исследования показали, что при наличии подобных разрушений в элементах конструкции происходит перераспределение механических напряжений. В итоге это привело к тому, что в некоторых элементах главных ферм значения напряжений превышают расчетный предел текучести материала в 1,5–2 раза. Также были определены элементы, в которых не обеспечивается устойчивость. В результате все элементы, в которых напряжения выше расчетного предела текучести, а также те, в которых не обеспечивается устойчивость, находятся за пределом пластических деформаций. Продольные и поперечные

балки также деформировались, что исключает нормальную эксплуатацию сооружения.

В настоящее время системы мониторинга являются наиболее адекватным и точным инструментом диагностики объектов гражданского и транспортного строительства во время их возведения и особенно в период последующей эксплуатации [11]. Различными примерами применения систем мониторинга являются транспортные объекты: тоннели [12], набережные, дамбы [13] и гидротехнические сооружения, а также отдельные элементы объектов транспортной инфраструктуры [14, 15], но основная сфера применения систем мониторинга – мостовые конструкции [17–23].

*Напряженно-деформированное состояние* измеряется тензометрическим методом. Деформации, измеряемые на отрезке, называемом базой  $S$ , при работе в упругой стадии характеризуются малыми значениями. Тензомерами (рис. 5, а; б) измеряют абсолютное удлинение (укорочение)  $\Delta S$ , и по нему определяют среднюю относительную деформацию:

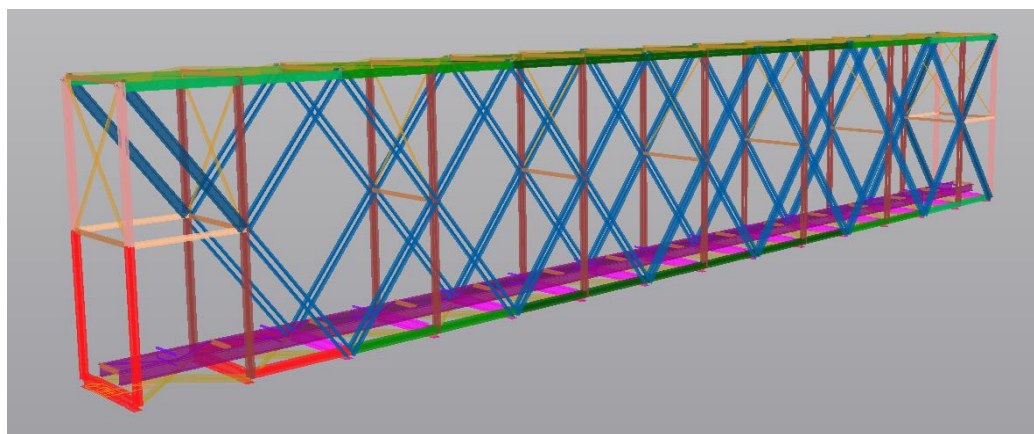
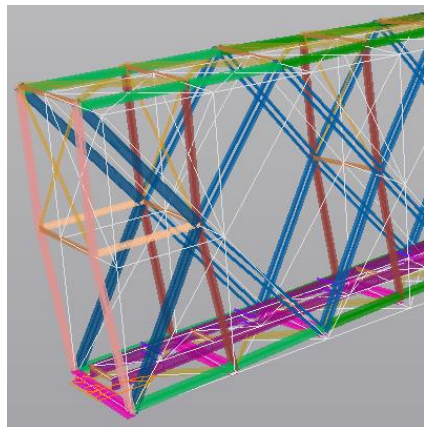


Рис. 3. Стержневая модель железнодорожного металлического однопролетного моста

а)



б)

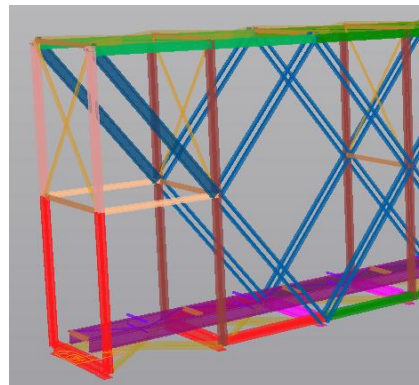


Рис. 4. Участок стержневой модели железнодорожного металлического однопролетного моста: а – без учета дефектов и поврежденных элементов; б – с учетом дефектов и поврежденных элементов

$$\varepsilon = \frac{\Delta S}{S}. \quad (1)$$

Для того чтобы средняя относительная деформация точнее отражала истинную, база  $S$  должна быть как можно меньше.

При линейном напряженном состоянии для определения напряжения достаточно измерить  $\Delta S$  на базе, расположенной по направлению действующего усилия. По полученному значению  $\varepsilon$  и известному модулю упругости  $E$  вычисляют напряжение:

$$\sigma = \varepsilon E. \quad (2)$$

*Вибрационная подсистема мониторинга* представляет динамические параметры сооружений в виде наборов ускорений и частотных картин колебаний при помощи акселерометров (см. рис. 5, б; 7). Они (параметры) интегрально содержат данные о жесткостях, массах сооружения и внешних воздействиях.

Результаты измерений при «динамическом мониторинге» позволяют выявить скрытые

изменения прочностных свойств конструкций [24].

Из динамики сооружений известно уравнение [24]:

$$(C - \lambda E)\vec{v} = 0, \quad (3)$$

где  $C = A \times M$ ;  $A$  – матрица податливостей системы с  $n$  степенями свободы;  $M$  – диагональная матрица масс;  $E$  – единичная диагональная матрица;  $\lambda$  – собственное значение матрицы  $C$ ;  $\vec{v}$  – собственный вектор матрицы  $C$ .

*Подсистема контроля углов и смещений* представляет собой следующее. Выполненный авторами настоящей статьи анализ поведения деформации упругой линии стержня под влиянием внешних воздействий [18] может быть описан рядом Фурье с использованием тригонометрических полиномов. Располагать инклинометры (см. рис. 5, в; 8) следует в точках пересечения гармоник ряда Фурье с осью стержня.

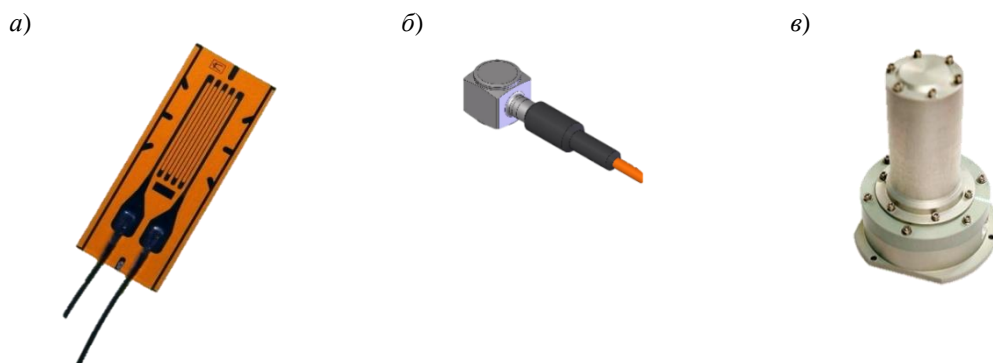


Рис. 5. Общий вид основных средств мониторинга:  
а – тензорезистор; б – акселерометр; в – инклинометр

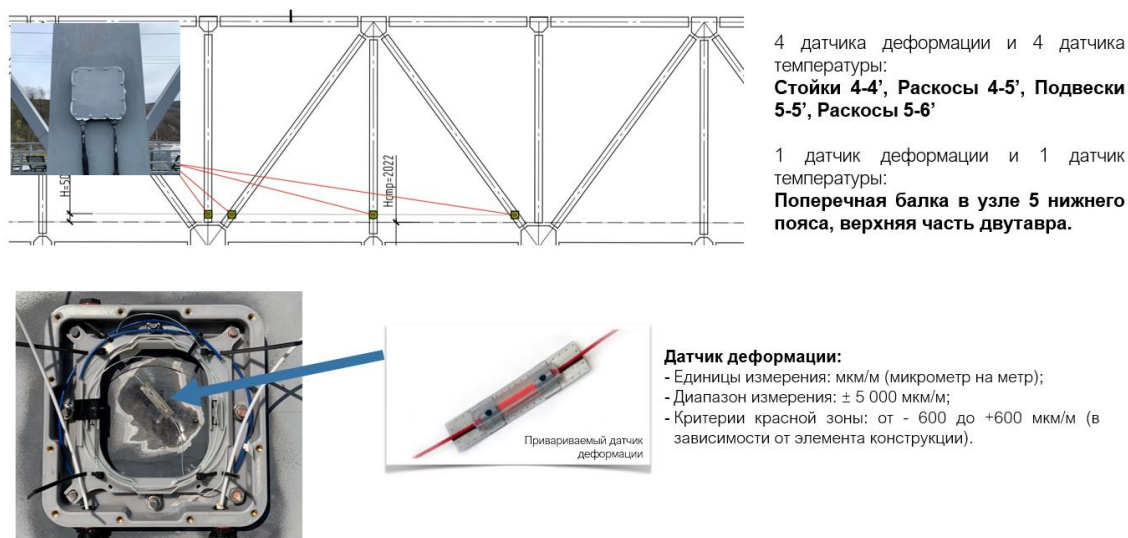


Рис. 6. Пример расстановки датчиков деформации на мосту через р. Колу

Длина упругой линии стержня  $L$  будет соответствовать половине пространственного периода первой гармоники ряда Фурье. Следовательно, длина этого периода равна  $2L$  и длины периодов  $T_i$  всех гармоник ряда определяются выражением

$$T_i = \frac{2L}{i}; i = 1, 2, \dots \quad (4)$$

Тригонометрический полином в данном случае принимает вид

$$y(x) = y_0 + \sum_{i=1}^n \left( y_{si} \sin \frac{\pi i x}{L} + y_{ci} \cos \frac{\pi i x}{L} \right). \quad (5)$$

Датчики целесообразно устанавливать в точках, где фигурирующие в (5) функции – синус и косинус – принимают нулевые значения. Абсциссы таких точек на упругой линии балки для любых гармоник можно найти по формуле

$$x_{ik} = \frac{kL}{2i}; i = 1, \dots, n; k = 0, \dots, 2i. \quad (6)$$

Подсистема мониторинга оценки внешних климатических воздействий представляет собой комплекс датчиков контроля скорости и направления ветра, влажности, температуры окружающей среды, давления и интенсивности осадков, а также датчик акустической дальнометрии (рис. 9), что обеспечивает бесконтактный метод определения глубины воды (зеркала воды).

Вышеописанный опыт и анализ исследований отечественных и зарубежных коллег позволяет сформулировать важное недостающее звено при проектировании и создании систем мониторинга, а именно: интегральную составляющую работы подсистем и учет ложных срабатываний программных комплексов. Для их

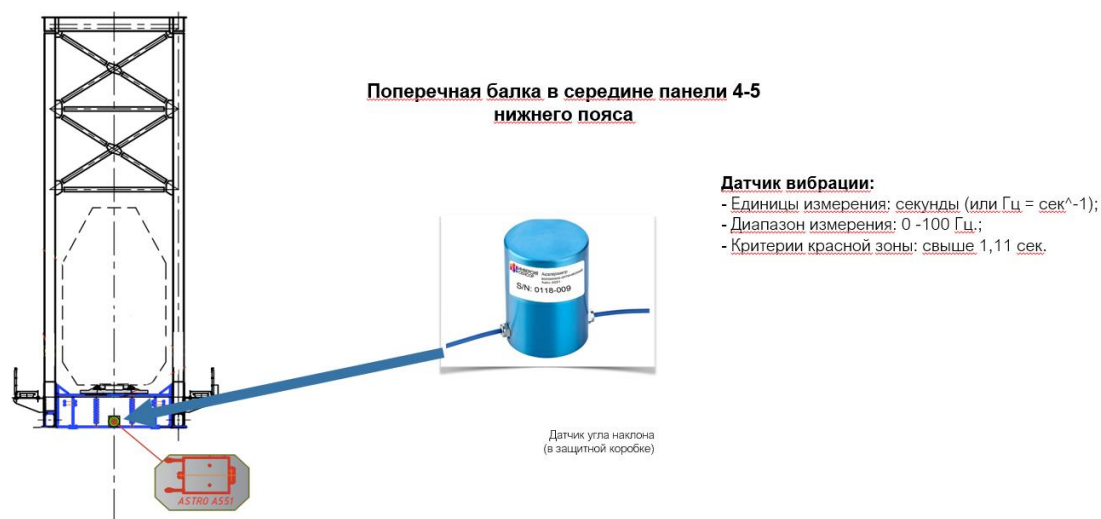


Рис. 7. Пример расстановки инклинометров на мосту через р. Колу



Рис. 8. Пример расстановки инклинометров на мосту через р. Колу



регистрации используют коды с обнаружением ошибок, чаще всего – традиционные коды с суммированием (коды Бергера) и их разнообразные модификации. Реакция на наличие отказа проявляется в искажении кодового вектора. Данную реакцию фиксирует специальное устройство, в роли которого выступает тестер, определяющий факт принадлежности кодового вектора на его входе заданному коду [14].

Интегральным называется комплексный подход к системам мониторинга инженерных конструкций пролетных строений мостов, который объединяет различные методы и технологии для непрерывного контроля и оценки состояния мостовых конструкций. Этот подход включает в себя несколько основных элементов:

1. Сенсоры и измерительные приборы. Установка различных подсистем, имеющих под собой абсолютно разные физические принципы и параметры, обработка которых интегрально (в совокупности) позволяет получить достоверную картину о техническом состоянии сооружений.

2. Системы передачи данных. Использование сетей передачи данных для передачи информации с установленных сенсоров к центральной системе мониторинга. Подключение может быть проводным или беспроводным в зависимости от специфики местоположения и требований.

3. Центральная система мониторинга и анализа данных. Разработка программного обеспечения для обработки и анализа данных,

полученных от сенсоров. Включает в себя алгоритмы обнаружения дефектов, анализ изменений нагрузок и вибраций, а также прогнозирование возможных проблемных зон.

4. Система принятия решений и управления. Разработка системы принятия решений на основе данных мониторинга для определения необходимости технического обслуживания или ремонта мостовых конструкций.

5. Интеграция с облачными технологиями и интернетом вещей (IoT). Использование облачных решений для хранения и анализа больших объемов данных, а также возможность удаленного доступа к системе мониторинга. Интеграция с IoT позволяет создавать «умные» системы мониторинга, которые могут автоматически реагировать на изменения состояния конструкций.

Интегральный подход позволяет обеспечить более эффективное и надежное обнаружение дефектов и проблем в конструкциях мостов, что, в свою очередь, способствует сохранности и безопасности инфраструктуры.

Кроме того, необходимо закладывать в программное обеспечение мониторинга алгоритмы защиты от ложных срабатываний. Принцип работы подобных алгоритмов может варьироваться в зависимости от конкретного типа датчиков, используемых методов обнаружения дефектов и специфики мостовых конструкций. Ключевыми из них являются:



Шкаф метеоконцентрации и метеостанция: **Стойка 3-3'**

Метеоконцентрация измеряет абсолютные параметры:

- **Температуру воздуха;**
- **Влажность воздуха;**
- **Скорость ветра;**
- **Направление ветра;**
- **Уровень воды реки.**



Датчик уровня и скорости течения: **Под Стойкой 3-3' - на балке смотрового хода.**



Датчик уровня воды позволяет также измерять **скорость течения реки** посредством формулы гидрогеологической зависимости\* скорости течения реки от уровня водяного столба.

*\*Полноценная гидрогеологическая зависимость скорости течения реки формируется из данных проектного обследования и натурных замеров во время строительства и опытной эксплуатации мостового перехода.*

Рис. 9. Пример установки датчиков внешних климатических воздействий через р. Колу

1. Фильтрация данных, которая может включать применение различных методов фильтрации, таких как скользящие средние или фильтры Калмана.

2. Установка пороговых значений.

3. Использование многокритериальных алгоритмов. Вместо того чтобы полагаться только на один тип датчика или алгоритм обнаружения, можно использовать комбинацию различных критериев и методов.

4. Машинное обучение и искусственный интеллект. Современные методы машинного обучения, такие как нейронные сети или алгоритмы классификации, могут быть использованы для обучения системы на основе исторических данных и автоматического определения аномальных паттернов.

5. Обратная связь и коррекция. В случае ложного срабатывания система может предусматривать механизм обратной связи, позволяющий корректировать или адаптировать алгоритмы на основе обратной связи от операторов или других источников информации.

Эти методы могут быть применены в различных комбинациях в зависимости от требований конкретной системы мониторинга и особенностей мостовых конструкций.

В качестве примера реализации систем мониторинга с внедренными алгоритмами защиты от ложных срабатываний следует указать на уже упомянутый железнодорожный мост через р. Колу в Кольском районе под Мурманском, где силами нашей организации

была спроектирована и установлена система мониторинга инженерных конструкций, подробности функционирования которой были по достоинству оценены [24, 25].

### **Выводы**

По результатам проведенного исследования можно сделать следующие выводы:

1. В связи с высокими нагрузками и воздействием окружающей среды железнодорожные фермы требуют регулярного обслуживания и контроля технического состояния для предотвращения аварийных ситуаций и обеспечения безопасности движения поездов. Инциденты, такие как на перегоне ст. Кола – ст. Выходной, подчеркивают необходимость постоянного совершенствования системы управления и технического обслуживания железнодорожной инфраструктуры с целью обеспечения безопасности и надежности железнодорожного транспорта.

2. Анализ существующих подсистем мониторинга и принципов их работы позволяет говорить о том, что использование их в совокупности (нескольких принципиально разных физически подсистем) позволяет обеспечить единую, интегральную оценку технического состояния моста.

3. В качестве практического предложения по предотвращению подобных инцидентов в будущем предлагается использование современных систем мониторинга инженерных конструкций, учитывающих обоснованные решения интегрального характера и алгоритмы защиты от ложных срабатываний.

### **Список источников**

1. Бокарев С. А. Управление техническим состоянием искусственных сооружений железных дорог России на основе новых информационных технологий. Новосибирск : Издательство Сибирского государственного университета путей сообщения, 2002. 276 с.

2. Белый А. А., Собор В. Эксплуатационное состояние мостовых опор объектов Октябрьской железной дороги // Сборник трудов Международной научно-технической конференции «Новые технологии в мостостроении». 2017. С. 15–21.

3. Кондратов В. В. Вибрации элементов решетки главных ферм металлических пролетных строений железнодорожных мостов : специальность 05.23.15 «Мосты и транспортные тоннели» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Кондратов Владимир Владимирович ; Ленинградский институт путей сообщения. Ленинград, 1984. 249 с.

4. Смирнова О. В. Теоретические основы и методы управления техническим состоянием эксплуатируемых мостов : специальность 05.23.11 «Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Смирнова Ольга Владимировна ; Московский институт инженеров транспорта. Москва, 2004. 116 с.



5. Исследования напряженно-деформированного состояния металлического пролетного строения моста через р. Томь в г. Новокузнецке / А. Н. Яшнов, Ю. Н. Мурованный, А. А. Рашепкин [и др.] // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2007. № 17. С. 31–41.
6. Кисель М. А. Определение усталостной нагрузки при расчете железнодорожных мостов с пролетным строением из стальных ферм // Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе. 2015. Т. 1. С. 392–394.
7. Ким Ю. Г., Боровик Г. М. Диагностика технического ресурса по параметрам фактического состояния стальных пролетных строений со сквозными главными фермами // Научно-техническое и экономическое сотрудничество стран АТР в XXI веке. 2016. Т. 1. С. 409–414.
8. Иванов Е. О. Оценка технического состояния решетчатых пролетных строений железнодорожных мостов по результатам мониторинга // Фундаментальные и прикладные вопросы транспорта. 2022. № 4 (7). С. 87–94.
9. Быстров Н. С. Сравнительный анализ методов расчета ферменного железнодорожного моста на устойчивость к прогрессирующему разрушению // Железнодорожный транспорт и технологии : сборник трудов международной научно-практической конференции. 2023. Т. 1 (249). С. 113–117.
10. Иванов В. В. Названа причина обрушения железнодорожного моста под Мурманском // Lenta.RU : [сайт]. 2020. URL: <https://lenta.ru/news/2020/06/09/most/> (дата обращения: 06.09.2020).
11. Савина М. В. Использование искусственного интеллекта для оценки и контроля технического состояния зданий и сооружений // Инновационный потенциал развития общества: взгляд молодых ученых : сборник научных статей 4-й Всероссийской научной конференции перспективных разработок. Курск, 2023. С. 404–408.
12. Belyi A. A., Karapetov E. S., Efimenko Yu. S. Structural health and geotechnical monitoring during transport objects construction and maintenance (Saint-Petersburg) // Procedia Engineering. 2017. Vol. 189. P. 145–151.
13. Хиллер Б., Ямбаев Х. К. Исследование автоматизированной системы деформационного мониторинга шлюзовых камер // Известия высших учебных заведений. Геодезия и аэрофотосъемка. 2016. № 3. С. 33–38.
14. Ефанов Д. В. Функциональный контроль и мониторинг устройств железнодорожной автоматики и телемеханики : монография / Санкт-Петербург : Петербургский университет путей сообщения, 2016. 171 с.
15. Организация непрерывного мониторинга углов наклона опор железнодорожной контактной сети / Д. В. Ефанов, Г. В. Осадчий, Д. В. Седых, Д. В. Барч // Транспорт Урала. 2017. № 2 (53) С. 37–41.
16. Эльхутов С. Н. Современные средства мониторинга и диагностики технического состояния верхнего строения железнодорожного пути // Сборник научных трудов Ангарского государственного технического университета. 2010. Т. 1, № 1. С. 131–138.
17. Ященко А. И. От водяного уровня до высокоточного инклинометра // Информационное агентство «ГРОМ». 2010. № 4. С. 17–19.
18. Belyi A., Osadchy G., Dolinskiy K. Practical Recommendations for Controlling of Angular Displacements of High-Rise and Large Span Elements of Civil Structures // Proceedings of IEEE East-West Design & Test Symposium (EWDTS'2018). 2018. Vol. 188. P. 176–183.
19. Геодезический мониторинг деформаций вантовых мостов на основе спутниковых технологий / М. Я. Брынь, Е. Г. Толстов, А. А. Никитчин [и др.] // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2009. Вып. 2 (19). С. 120–128.
20. Сырков А. В., Крутиков О. В. Оптимизация жизненного цикла моста на остров Русский во Владивостоке средствами анализа рисков и мониторинга // Автоматизация в промышленности. 2012. № 9. С. 45–50.
21. Овчинников И. Г., Косауров А. П., Суков Д. И. Непрерывный удаленный мониторинг и диагностика технического состояния мостов // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. 2019. № 3 (29). С. 16–24.
22. Яшнов А. Н., Кузьменков П. Ю., Иванов Е. О. Развитие мониторинга технического состояния мостов // Путь и путевое хозяйство. 2021. № 7. С. 14–18.
23. Яшнов А. Н., Баранов Т. М. Некоторые результаты работы системы динамического мониторинга академического моста через р. Ангару в Иркутске // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2017. № 1 (60). С. 199–209.
24. Мост проверит себя сам // Гудок. 2021. № 183. URL: <https://gudok.ru/zdr/169/?ID=1581934> (дата обращения: 07.10.2021).
25. Умный мост : [цифровой двойник железнодорожного моста через реку Кола в Мурманской области] // YouTube : [видеохостинг]. URL: <https://youtu.be/TgxhgjUxcUk> (дата обращения: 07.10.2021).

## References

1. Bokarev S. A. Management of the technical condition of artificial structures of Russian railways based on new information technologies. Novosibirsk: Publishing House of Siberian Transport University; 2002. 276 p. (In Russ.).
2. Belyj A. A., Sobor V. Operational condition of bridge supports of the October Railway facilities. *Proceedings of the International Scientific and Technical Conference. New Technologies in Bridge Construction*. 2017. P. 15–21. (In Russ.).
3. Kondratov V. V. Vibrations of lattice elements of the main trusses of metal superstructures of railway bridges. Specialty 05.23.15 Bridges and transport tunnels. Dissertation for the Degree of Candidate of Engineering. Kondratov Vladimir Vladimirovich. Leningrad Institute of Railway Engineering. Leningrad; 1984. 249 p. (In Russ.).
4. Smirnova O. V. Theoretical foundations and methods of managing the technical condition of operated bridges. Specialty 05.23.11 Design and construction of roads, subways, airfields, bridges and transport tunnels. Dissertation for the Degree of Candidate of Engineering. Smirnova Olga Vladimirovna. Moscow Institute of Transport Engineers. Moscow; 2004. 116 p. (In Russ.).
5. Yashnov A. N., Murovannyi Yu. N., Rashchepkin A. A., Rybalov Yu. V., Slyusar A. V. Research of the stress-strain state of the metal superstructure of the bridge across the Tom River in Novokuznetsk. *The Siberian Transport University*. 2007;(17):31–41. (In Russ.).
6. Kisel M. A. Determination of fatigue load in the calculation of railway bridges with a superstructure made of steel trusses. *Modernization and Scientific Research in the Transport Complex*. 2015;1:392–394. (In Russ.).
7. Kim Yu. G., Borovik G. M. Diagnostics of technical resource by parameters of the actual condition of steel superstructures with through main trusses. *Scientific, Technical and Economic Cooperation of the Asia-Pacific Countries in the 21<sup>st</sup> Century*. 2016. Vol. 1. P. 409–414. (In Russ.).
8. Ivanov E. O. Assessment of the technical condition of lattice spans of railway bridges based on the monitoring results. *Fundamental and Applied Issues of Transport*. 2022;(7):87–94. (In Russ.).
9. Bystrov N. S. Comparative analysis of methods for calculating the resistance of a truss railway bridge to progressive collapse. *Railway Transport and Technology. Proceedings of the International Scientific and Practical Conference*. 2023. Vol. 1 (249). P. 113–117. (In Russ.).
10. Ivanov V. V. Named the cause of the collapse of the railway bridge near Murmansk. *Electronic Gazette Lenta*. 2020. (In Russ.). URL: <https://lenta.ru/news/2020/06/09/most/>.
11. Savina M. V. Using artificial intelligence to assess and control the technical condition of buildings and structures. *Innovative Potential for Society Development. A View of Young Scientists. Proceedings of Scientific Articles from the 4<sup>th</sup> All-Russian Scientific Conference of Advanced Developments*. Kursk; 2023. P. 404–408.
12. Belyi A. A., Karapetov E. S., Efimenko Yu. S. Structural health and geotechnical monitoring during transport objects construction and maintenance (Saint Petersburg). *Procedia Engineering*. 2017;189:145–151.
13. Hiller B., Yambaev H. K. Study of automated system of deformation monitoring of lock chambers. *News of Higher Educational Institutions. Geodesy and Aerial Photography*. 2016;(3):33–38. (In Russ.).
14. Efanov D. V. Functional control and monitoring of railway automation and telemetry devices: Monograph. Saint Petersburg: Emperor Alexander I St State Transport University; 2016. 171 p. (In Russ.).
15. Efanov D. V., Osadchiy G. V., Sedykh D. V., Barch D. V. Organization of continuous monitoring of railway contact network supports inclination angles. *Transport of the Urals*. 2017;(53):37–41. (In Russ.).
16. Elkhutov S. N. Modern means of monitoring and diagnostics of the technical condition of the superstructure of a railway track. *Proceedings of scientific papers of the Angarsk State Technical University*. 2010. Vol. 1, No. 1. P. 131–138. (In Russ.).
17. Yashchenko A. I. From water level to high-precision inclinometer. *Information Agency GROM*. 2010. No. 4. P. 17–19. (In Russ.).
18. Belyi Andrei, Osadchiy German, Dolinskiy Kirill. Practical Recommendations for Controlling of Angular Displacements of High-Rise and Large Span Elements of Civil Structures. *Proceedings of IEEE East-West Design & Test Symposium (EWDTS'2018)*. 2018. Vol. 188. P. 176–183.
19. Bryn M. Ya., Tolstov E. G., Nikitchin A. A. [et al.]. Geodetic monitoring of cable-stayed bridge deformations based on satellite technologies. *The Bulletin of the Emperor Alexander I St State Transport University*. 2009;2(19):120–128. (In Russ.).
20. Syrkov A. V., Krutikov O. V. Optimization of the life cycle of the bridge to Russkiy Island in Vladivostok by means of risk analysis and monitoring. *Automation in Industry*. 2012;(9):45–50. (In Russ.).
21. Ovchinnikov I. G., Kosaurov A. P., Surov D. I. Continuous remote monitoring and diagnostics of the technical condition of bridges. *Engineering and Construction Bulletin of the Caspian Region*. 2019;(29):16–24. (In Russ.).

22. Yashnov A. N., Kuzmenkov P. Yu., Ivanov E. O. Monitoring development of the bridges technical condition. *Track and Track Facilities*. 2021;(7):14–18. (In Russ.).
23. Yashnov A. N., Baranov T. M. Some results of the dynamic monitoring system of the academic bridge across the Angara River in Irkutsk. *Journal of Construction and Architecture*. 2017;(60):199–209. (In Russ.).
24. The bridge will check itself. *Gudok*. 2021. № 183. (In Russ.). URL: <https://gudok.ru/zdr/169/?ID=1581934>.
25. Smart Bridge. Digital twin of the railway bridge across the Kola River in the Murmansk Region. *You Tube*. (In Russ.). URL: <https://youtu.be/TgxhgjUxcUk>.

### **Информация об авторах**

О. В. Осетинский – руководитель проектного отдела «Смарт Групп», аспирант Высшей школы промышленно-гражданского и дорожного строительства Санкт-Петербургского политехнического университета Петра Великого.

А. А. Белый – главный специалист «Смарт Групп», доцент кафедры «Мосты и тоннели» Ташкентского государственного транспортного университета, кандидат технических наук, доцент.

А. А. Антонюк – ведущий инженер «Смарт Групп», инженер-исследователь кафедры «Мосты» Петербургского государственного университета путей сообщения Императора Александра I.

Г. В. Осадчий – главный инженер ООО «Смарт Групп», доцент кафедры «Автоматика и телемеханика» Ташкентского государственного транспортного университета, действительный член Международной академии транспорта, кандидат технических наук.

### **Information about the authors**

O. V. Osetinskiy – Head of the Project Department of Smart Group, Postgraduate of the Higher School of Industrial, Civil and Road Construction, Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University.

A. A. Belyi – Chief Specialist of Smart Group, Associate Professor of Bridges and Tunnels Department, Tashkent State Transport University, Candidate of Engineering, Associate Professor.

A. A. Antonyuk – Leading Engineer of Smart Group, Research Engineer of Bridges Department, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University.

G. V. Osadchiy – Chief Engineer of Smart Group, Associate Professor of Automation and Telemechanics Department, Tashkent State Transport University, Full Member of the International Transport Academy, Candidate of Engineering.

Статья поступила в редакцию 23.05.2024; одобрена после рецензирования 11.06.2024; принята к публикации 04.07.2024.

The article was submitted 23.05.2024; approved after reviewing 11.06.2024; accepted for publication 04.07.2024.

## СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья  
УДК 624.21.04  
doi 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_66

### Определение коэффициента интенсивности напряжений по термодинамическим параметрам

Леонид Юрьевич Соловьев<sup>1</sup>, Роман Вячеславович Чернавин<sup>2</sup>✉

<sup>1,2</sup> Сибирский государственный университет путей сообщения, Новосибирск, Россия

<sup>1</sup> lys111@yandex.ru

<sup>2</sup> mi1darf96@gmail.com✉

**Аннотация.** В работе рассмотрен подход к определению коэффициента интенсивности напряжений (КИН) в вершине усталостной трещины на базе принципов термодинамики. В основе предложенного подхода лежит модель Вестергаарда: изменение величины КИН  $\Delta K_I$  за цикл наблюдений (например, за время прохождения поезда по мосту) определяется по данным о напряженном состоянии вокруг вершины трещины. Такие данные получают методом инфракрасной термографии с использованием зависимости Кельвина между изменением суммы главных напряжений и изменением температуры поверхности вблизи вершины трещины. При этом знания длины трещины для вычисления КИН не требуется.

В работе представлены результаты экспериментальных исследований развития усталостной трещины на образце, который имитирует работу участка стенки балки металлического пролетного строения, подкрепленной ребром жесткости с вырезом у вершины сварного шва. Для таких участков характерно развитие усталостных трещин типа T-9, T-10.

В статье рассмотрены условия применения метода инфракрасной термографии для определения поля напряжений вокруг вершины трещины, определены границы области выбора напряжений для вычисления КИН, а также требования к улучшению отношения сигнал/шум при использовании термографии.

Результаты исследования представлены в виде сопоставления значений КИН для экспериментального образца при различной длине усталостной трещины, рассчитанных известным методом линейной механики разрушения и разработанным на основе термодинамического подхода методом, показано хорошее их совпадение.

**Ключевые слова:** сварные пролетные строения, усталостные трещины, долговечность, коэффициент интенсивности напряжений

**Для цитирования:** Соловьев Л. Ю., Чернавин Р. В. Определение коэффициента интенсивности напряжений по термодинамическим параметрам // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2024. № 4 (71), спецвыпуск. С. 66–73. DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_66.

## BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

### Determination of the stress intensity factor based on thermodynamic parameters

Leonid Yu. Solovyov<sup>1</sup>, Roman V. Chernavin<sup>2</sup>✉

<sup>1,2</sup> Siberian Transport University, Novosibirsk, Russia

<sup>1</sup> lys111@yandex.ru

<sup>2</sup> mi1darf96@gmail.com✉

**Abstract.** The paper considers an approach to determining the stress intensity factor (SIF) in the fatigue crack tip based on the principles of thermodynamics. The proposed approach is based on the Vestergaard model – the change in the SIF  $\Delta K_I$  value per observation cycle (e.g., during the time a train passes over a bridge) is determined from the data on the stress state around the crack tip. Such data are obtained by infrared thermography using the Kelvin relationship between the change in the sum of principal stresses and the change in surface temperature near the crack tip. Knowledge of the crack length is not required to calculate the SIF.

The paper presents the results of experimental studies of fatigue crack development on a specimen simulating the operation of a section of a beam wall of a metallic span structure supported by a stiffener with a notch at the top of the weld. Such sections are characterized by the development of fatigue cracks of T-9 and T-10 types.

The paper discusses the conditions of application of infrared thermography method for determining the stress field around the crack tip, defined the boundaries of the stress selection area for calculating the SIF, as well as the requirements for improving the signal-to-noise ratio when using thermography.

The results of the study are presented in the form of comparison of SIF values for experimental specimen at different length of fatigue crack, calculated by the known method of linear fracture mechanics and the developed method based on thermodynamic approach, their good coincidence is shown.

**Keywords:** welded spans, fatigue cracks, durability, stress intensity factor

**For citation:** Solovyov L. Yu., Chernavin R. V. Determination of the stress intensity factor based on thermodynamic parameters. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2024;(71):66–73. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_66.

## Введение

Инженерные методы расчета коэффициента интенсивности напряжений (КИН), основанные на методах линейной механики упругого разрушения, объединяют измеряемую длину трещины с математическими моделями, дающими номинальные напряжения от внешней нагрузки и ряд других факторов:

$$\Delta K = Y \Delta \sigma \sqrt{\pi l}, \quad (1)$$

где  $\Delta K$  – диапазон (амплитуда) изменения КИН при циклическом нагружении;  $Y$  – произведение различных множителей, которые учитывают геометрию трещины, эффект неравномерности распределения напряжений и др.;  $\Delta \sigma$  – диапазон (амплитуда) возникающих циклических напряжений;  $l$  – размер трещины (т. е. глубина или длина).

В дальнейшем знания об изменении величины КИН используются для прогнозирования роста трещины (а значит, и остаточной долговечности) методом кинетических диаграмм разрушения материала (рис. 1) на основе закона Пэриса. Такие диаграммы содержат три характерных участка.

Участок I – этап зарождения трещины и ее начального развития. Этот участок отличается низкой скоростью роста трещины и характеризуется пороговым значением КИН  $\Delta K_{th}$ , при котором скорость роста трещины равна нулю.

Участок II отличается равномерной скоростью развития трещины в двойных логарифмических координатах. Согласно закону Пэриса [1] скорость роста трещины на этом участке описывается формулой

$$\frac{dl}{dN} = C (\Delta K_I)^m, \quad (2)$$

или прямой линией в логарифмических координатах

$$\lg \frac{dl}{dN} = m \lg C \Delta K_I, \quad (3)$$

где  $l$  – длина растущей трещины;  $N$  – число циклов нагружения;  $C$ ,  $m$  – постоянные эмпирические коэффициенты ( $m$  характеризует наклон этой прямой к оси абсцисс);  $\Delta K_I$  – амплитуда изменения КИН.

Участок III начинается с ускорения роста трещины, переходящего в неконтролируемый рост при некоторой критической величине КИН  $K_c$ .

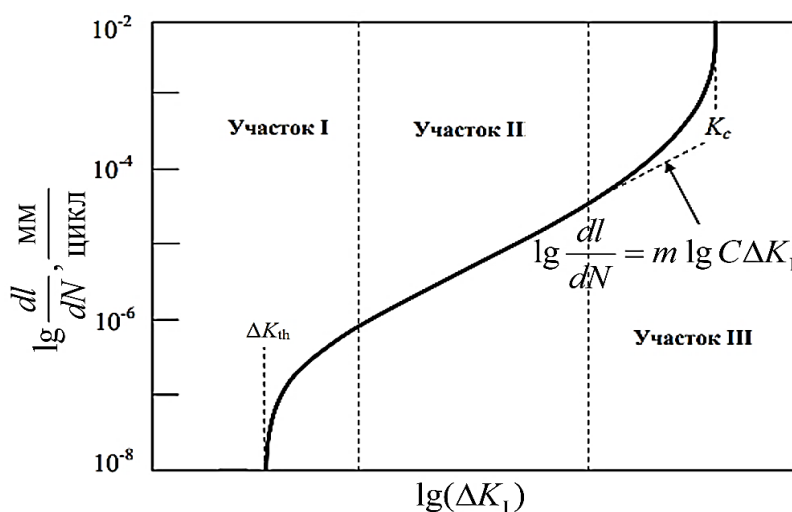


Рис. 1. Типовая диаграмма зависимости скорости роста трещины от коэффициента интенсивности напряжений



Другим подходом, также косвенно характеризующим остаточную долговечность, является математическая модель Вестергаарда (рис. 2, формулы (4) [2]), где по величине КИН определяется поле напряжений вокруг вершины трещины и далее, используя критерий прочности Мизеса, можно попытаться оценить перспективы подрастания трещины.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi R}} \cos \frac{\theta}{2} \left( 1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right); \\ \sigma_y &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi R}} \cos \frac{\theta}{2} \left( 1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right); \\ \tau_{xy} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi R}} \frac{1}{2} \sin \theta \cos \frac{3\theta}{2}, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

где  $R$  – расстояние от вершины трещины до точки, в которой определяются напряжения;  $\theta$  – угол между направлением на искомую точку и продольной осью трещины.

Формулы (1) и (2) являются функциями, которые зависят от длины трещины, коэффициента интенсивности напряжений, а модель Вестергаарда (4) требует еще расстояния  $R$  от вершины трещины до точки, в которой определяются напряжения. В любом случае положение вершины трещины должно быть известно, а нахождение ее реального положения путем визуального осмотра или капиллярным методом – непростая задача, и есть вероятность возникновения ошибки, которая может сильно повлиять на расчет КИН. В случае применения уравнений (4) дополнительной серьезной

проблемой является определение области вокруг вершины ( $R_{\min}$  и  $R_{\max}$ ), в пределах которой упругая модель Вестергаарда в виде (4) может быть применена: при  $R < R_{\min}$  материал оказывается в состоянии пластической деформации, а при  $R > R_{\max}$  решение оказывается неточным из-за использования только первого слагаемого в разложении Вестергаарда. Кроме того, для определения  $R_{\min}$  и  $R_{\max}$  требуется трудоемкий метод фотоупругости [3, 4], что ограничивает такой подход лабораторными условиями.

С другой стороны, из термодинамики хорошо известен факт изменения температуры тела при изменении его напряженного состояния [5, 6]. При адиабатических условиях (которые реализуются уже при частотах колебаний выше 1 Гц) и упругом деформировании такая зависимость описывается уравнением Кельвина:

$$\Delta(\sigma_1 + \sigma_2) = \frac{\rho C_\varepsilon}{\alpha T} \Delta T = k \Delta T, \quad (5)$$

где  $\Delta(\sigma_1 + \sigma_2)$  – изменение суммы главных напряжений в цикле нагружения;  $\Delta T$  – изменение температуры в цикле нагружения (мера термоупругого сигнала);  $k = \rho C_\varepsilon / \alpha T$  – термоупругая постоянная.

Из выражений (4) изменение суммы главных напряжений можно записать как

$$\Delta(\sigma_1 + \sigma_2) = \Delta K_I (S_x + S_y) = \frac{2\Delta K_I}{\sqrt{2\pi R}} \cos \frac{\theta}{2}, \quad (6)$$

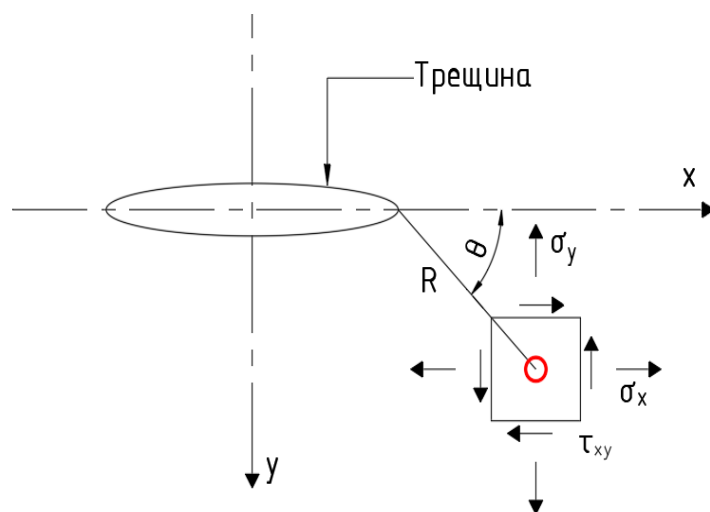


Рис. 2. Схема к решению задачи о трещине I типа (берега трещины перемещаются перпендикулярно плоскости трещины)

где

$$S_x = \frac{1}{\sqrt{2\pi R}} \cos \frac{\theta}{2} \left( 1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right),$$

$$S_y = \frac{1}{\sqrt{2\pi R}} \cos \frac{\theta}{2} \left( 1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right).$$

Приравнявая (5) и (6), получим выражения для определения КИН методами термодинамики:

$$\Delta K_I = \frac{\sqrt{2\pi R}}{2 \cos(\theta/2)} k \Delta T. \quad (7)$$

### Материалы и методы исследования

Основой получения информации о колебаниях температур на практике является инфракрасная термография. Тепловое излучение с поверхности регистрируется инфракрасным радиометром (тепловизором). Однако для соответствия измеренных температур действительным, связанным с напряженным состоянием, необходима калибровка результатов измерения по некоторому точному опорному сигналу. В качестве такого сигнала используем величины напряжений, полученных с помощью тензодатчика в некоторой точке номинальных напряжений.

Термоупругую постоянную в уравнении (5) найдем как отношение одновременно измеряемых тензометрического и температурного сигналов:

$$k = \frac{\Delta(\sigma_1 + \sigma_2)_{\text{изм}}}{\Delta T_{\text{изм}}}, \quad (8)$$

где  $\Delta(\sigma_1 + \sigma_2)_{\text{изм}}$  – изменение суммы главных напряжений, получаемое при обработке тен-

зометрического сигнала;  $\Delta T_{\text{изм}}$  – изменение температуры в процессе нагружения.

Для улучшения отношения сигнал/шум будем использовать значение термоупругой постоянной  $k_{\text{сред}}$ , осредненной по длине записи.

Исследования выполняли на испытательном стенде, разработанном для исследования образования и развития трещин типа Т-9 и Т-10 (по классификации ОАО «РЖД» [7]). Конструкция образца и стенда приведена на рис. 3 [8], на рис. 4 показаны усталостная трещина и результаты термографического исследования, подробно описанные в работах [9, 10].

Условия нагружения образца: коэффициент асимметрии  $\rho = 0$ , уровень максимальных и минимальных напряжений  $\sigma_{\text{max}} = 100$  МПа,  $\sigma_{\text{min}} = 0$  МПа, частота нагружения составляла 7,15 Гц. Контроль напряжений осуществляли тензометрическими датчиками «Тензор-МС» в створе растущей трещины на расстоянии 10 мм от ее вершины. Термограммы записывали тепловизором InfraTec 640 с величиной  $\text{NETD} < 0,03\text{K}$ , частотой съемки 60 Гц, размером матрицы термочувствительных элементов  $640 \times 480$ . Длина трещины контролировалась визуально-капиллярным методом, а также с помощью термограмм по специально разработанной программе IRWS [11].

Для расчета КИН по данным термографических измерений использовалась модель Вестергаарда (4) в ее модифицированном виде (7). Величины  $\Delta T_{\text{изм}}$  выбирались из области, ограниченной величинами радиусов  $R_{\text{min}}$  и  $R_{\text{max}}$  от вершины трещины и углами  $60^\circ$  от оси

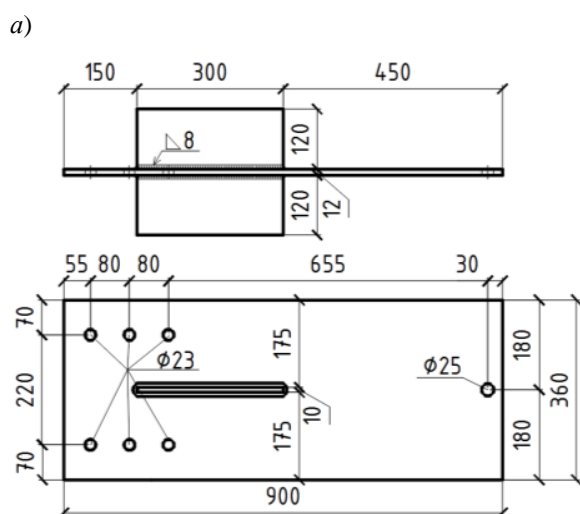
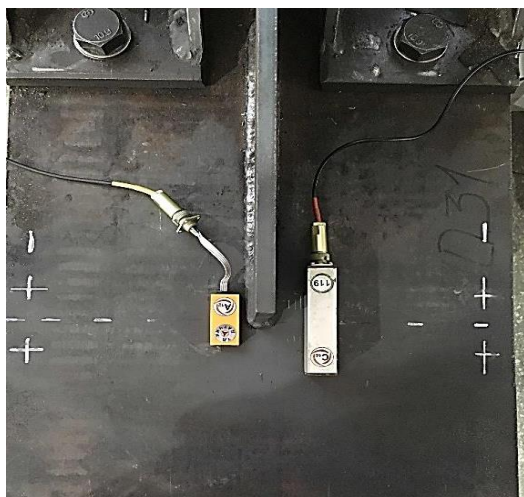


Рис. 3. Опытный образец (а) и испытательный стенд (б)

а)



б)

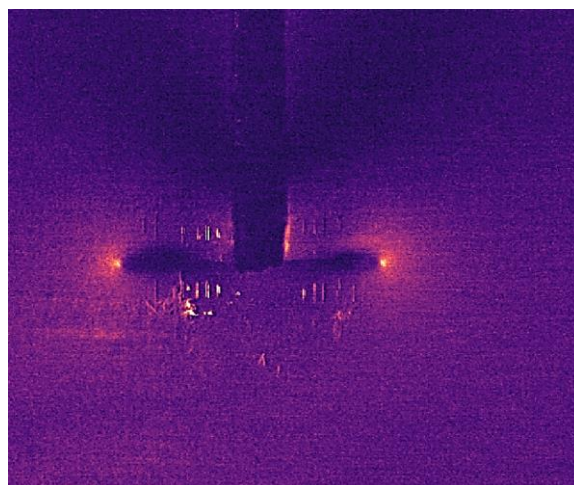


Рис. 4. Расположение тензодатчика и термодатчика (а) и термограмма (б)

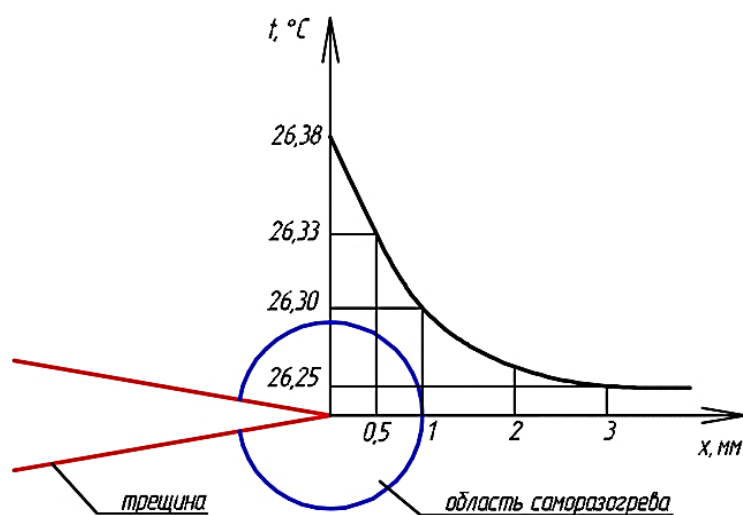


Рис. 5. Распределение температур около вершины трещины (область саморазогрева является областью интенсивных пластических деформаций)

трещины. Это обусловлено тем, в указанном диапазоне температурное поле имеет максимальное значение, а значит, лучше соотношение сигнал/шум. Это экспериментально подтверждено многими исследователями [12–15], а также численным моделированием [16]. Если точки берутся слишком близко к вершине ( $R < R_{\min}$ ), то формулы (4), (5) и (7) не применимы из-за нарушения адиабатических условий и условий упругого нагружения в зоне интенсивных пластических деформаций в вершине трещины (рис. 5). Если точки берутся слишком далеко от вершины трещины ( $R < R_{\max}$ ), то температурный сигнал оказывается слишком зашумленным для качественной оценки результатов, асимптотическое реше-

ние (4) требует введения последующих членов ряда.

#### Результаты исследования

В эксперименте также проводился контроль длины усталостной трещины при помощи тепловизора и методом капиллярной дефектоскопии (рис. 6). По графику видно, что длина трещины, определенная методом термографии, отличается от полученной традиционным способом в пределах 5 %.

На рис. 7 показано сравнение величин КИН в зависимости от длины трещины при различном числе циклов нагружения, полученных на основе линейной механики упругого разрушения и предложенным методом на основе термодинамики.

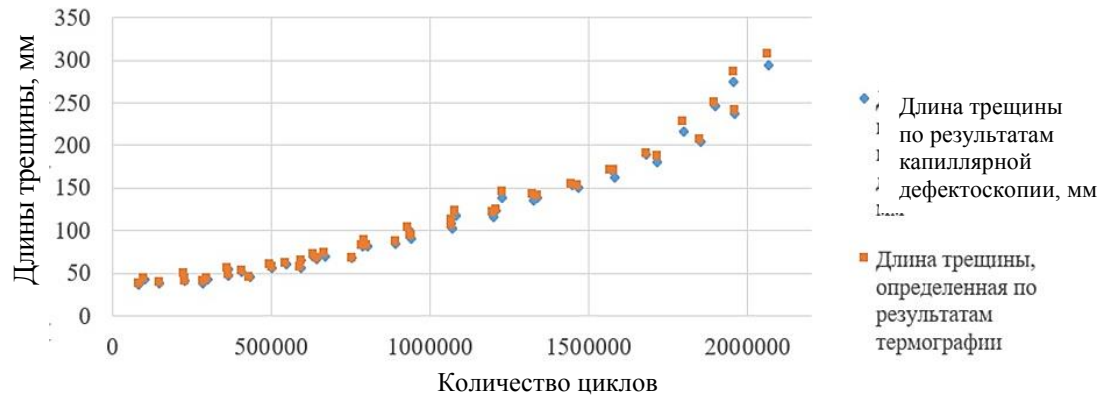


Рис. 6. График изменения длины трещины в зависимости от количества циклов

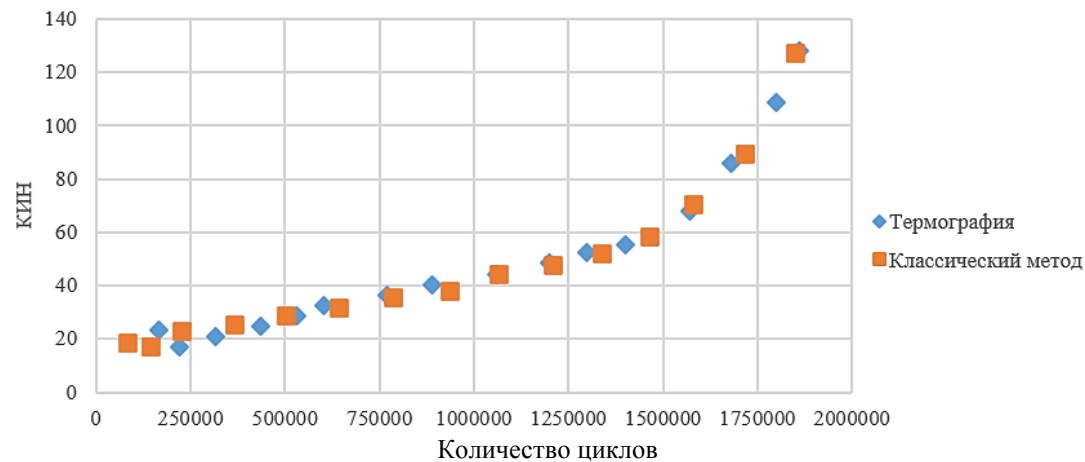


Рис. 7. Изменение коэффициента интенсивности напряжений

Расчет КИН на основе механики разрушения выполнен по известным зависимостям [17]:

$$K_I = \sigma \sqrt{l} F(\alpha); \quad (9)$$

$$F(\alpha) = \sqrt{1 + 2,3498\alpha^2 + 0,4053\alpha^4 + 37,3164\alpha^6}, \quad (10)$$

где  $\sigma$  – напряжения в зоне развития трещины, на расстоянии 10 мм от ее вершины, МПа;  $l$  – длина трещины (расстояние от пяты шва до вершины), м;  $F(\alpha)$  – поправочная функция, зависящая от соотношения длины трещины  $l$  и ширины полосы  $w$ ;  $\alpha = l / w$ .

## Выводы

По результатам проведенного исследования можно отметить, что представленный метод оценки коэффициента интенсивности напряжений, основанный на принципах термодинамики, обеспечивает достаточную точность определения КИН (отличие от известных решений – не более 5 %) и открывает перспективу его использования в практической работе инженеров при оценке технического состояния и долговечности мостов.

## Список источников

1. Paris P. C., Erdogan F. Critical Analysis of Crack Propagation Laws // Journal of Basic Engineering; Transaction, American Society of Mechanical Engineers. 1963. No. 85. P. 528–534.
2. Седов Л. И. Механика сплошной среды. Том 3. Москва : Наука, 1970. 568 с.
3. Тихомиров В. М., Тырин В. П. Использование метода рассеянного света для определения коэффициента интенсивности напряжений К III в трехмерных задачах // Прикладная механика и техническая физика. 1990. Т. 31, № 3. С. 167–170.

4. Тихомиров В. М. Определение коэффициентов интенсивности напряжений методом фотоупругости в трехмерных задачах механики разрушения // Проблемы машиностроения и надежности машин. 2004. № 2. С. 94–100.
5. Лурье А. И. Теория упругости. Москва : Наука, 1970. 940 с.
6. Зарубин В. С., Кувыркин Г. Н. Математические модели механики и электродинамики сплошной среды. Москва : Издательство МГТУ им. Н. Э. Баумана, 2008. 512 с.
7. Инструкция по содержанию искусственных сооружений : утверждена распоряжением ОАО «РЖД» от 02.10.2020 № 2193/р. URL: <https://mintrans.gov.ru/file/473937> (дата обращения: 20.04.2024).
8. Маликов М. Ю., Соловьев Л. Ю., Неровных А. А. Экспериментальные исследования скорости роста усталостных трещин в сварных конструкциях железнодорожных мостов // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2023. № 2 (65). С. 82–90.
9. Соловьев Л. Ю., Федоренко В. А. Применение теплового метода контроля усталостных повреждений в сварных конструкциях пролетных строений автодорожных мостов // Дороги и мосты. 2022. № 1 (47). С. 187–209.
10. Соловьев Л. Ю., Федоренко В. А. Усовершенствование метода оценки характеристик усталостных трещин в сварных металлических конструкциях мостов тепловым способом // Дороги и мосты. 2022. № 2 (48). С. 113–139.
11. Свидетельство о регистрации программы для ЭВМ RU. Программа обработки термографических записей для выявления усталостных повреждений в сварных конструкциях металлических мостов IRWS / Соловьев А. Л., Соловьев Л. Ю., Федоренко В. А. : № 2022610420 : заявл. 23.12.2021 : опубл. 12.01.2022.
12. Measuring stress intensity factor during fatigue crack growth using thermoelasticity / F. A. Diaz, E. A. Patterson, R. A. Tomlinson, J. R. Yates // *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*. 2004. No. 27 (7). P. 571–573.
13. Исследование скорости диссипации энергии в вершине усталостной трещины / А. Ю. Изюмова, О. А. Плехов, А. Н. Вшивков [и др.] // Письма в журнал технической физики. Т. 40, вып. 18. Пермь : ФТИ им. А. Ф. Иоффе, 2014. С. 72–77.
14. Федорова А. Ю., Банников М. В., Плехов О. А. Применения метода инфракрасной термографии для определения параметров линейной механики трещин // Вестник ПНИПУ. Механика. 2012. № 2. С. 214–225.
15. Fatigue crack initiation and growth in a 35CrMo4 steel investigated by infrared thermography / O. Plekhov, T. Palin-Luc, O. Naimark [et al.] // *Fatigue and fracture of engineering materials and structures*. 2005. No. 28. P. 169–178.
16. Чернавин Р. В., Жарликова С. С., Соловьев Л. Ю. Экспериментальное исследование поля напряжений в вершине трещины на основе термодинамических параметров // Фундаментальные и прикладные вопросы транспорта. 2023. № 2 (9). С. 63–71.
17. Справочник по коэффициентам интенсивности напряжений : перевод с английского / Ю. Ито, Ю. Мураками, Н. Хасебэ [и др.] ; под ред. Ю. М. Мураками. Москва : Мир, 1990. Т. 1. 448 с. ; Т. 2. 568 с.

## References

1. Paris P. C., Erdogan F. Critical Analysis of Crack Propagation Laws. *Journal of Basic Engineering; Transaction, American Society of Mechanical Engineers*. 1963;(85):528–534.
2. Sedov L. I. Mechanics of Continuous Medium. Vol. 3. Moscow: Nauka; 1970. 568 p. (In Russ.).
3. Tikhomirov V. M., Tyurin V. P. Use of the method of scattered light for determination of the stress intensity factor  $K_{III}$  in three-dimensional problems. *Applied Mechanics and Technical Physics*. 1990;31(3):167–170. (In Russ.).
4. Tikhomirov V. M. Determination of the stress intensity coefficients by the photoelasticity method in three-dimensional problems of fracture mechanics. *Problems of Mechanical Engineering and Machine Reliability*. 2004;(2):94–100. (In Russ.).
5. Lurie A. I. Theory of Elasticity. Moscow: Nauka; 1970. 940 p. (In Russ.).
6. Zarubin V. S., Kuvyrkin G. N. Mathematical Models of Continuous Medium Mechanics and Electrodynamics. Moscow: Bauman MSTU ed. N. E. Bauman; 2008. 512 p. (In Russ.).
7. Instruction on maintenance of artificial structures. Approved by the order of Russian Railways dated 02.10.2020 No. 2193/r. URL: <https://mintrans.gov.ru/file/473937>. (In Russ.).
8. Malikov M. Yu., Solovyov L. Yu., Neronvnykh A. A. Experimental studies of fatigue crack growth rate in welded structures of railway bridges. *Bulletin of Siberian Transport University*. 2023;(65):82–90. (In Russ.).
9. Solovyov L. Yu., Fedorenko V. A. Application of the thermal method of fatigue damage control in the welded structures of the road bridge spans. *Roads and Bridges*. 2022;(47):187–209. (In Russ.).



10. Solovyov L. Yu., Fedorenko V. A. Improvement of the method of fatigue crack characteristics estimation in the welded metal bridge structures by the thermal method. *Roads and Bridges*. 2022;(48):113–139. (In Russ.).
11. Solovyov A. L., Solovyov L. Yu., Fedorenko V. A. Certificate of Registration of Computer Programme RU. Programme for processing of thermographic records for detection of fatigue damage in welded structures of metal bridges IRWS: No. 2022610420; applied. 23.12.2021; published 12.01.2022. (In Russ.).
12. Diaz F. A., Patterson E. A., Tomlinson R. A., Yates J. R. Measuring stress intensity factor during fatigue crack growth using thermoelasticity/ *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*. 2004;27(7):571–573.
13. Iziumova A. Yu., Plekhov O. A., Vshivkov A. N. [et al.]. Investigation of energy dissipation rate in the fatigue crack tip. *Letters to the Journal of Technical Physics*. Perm: A. F. Ioffe Physical-Technical Institute; 2014. Vol. 40, Iss. 18. P. 72–77. (In Russ.).
14. Fedorova A. Yu., Bannikov M. V., Plekhov O. A. Applications of the infrared thermography method for determination of the linear crack mechanics parameters. *Vestnik of Perm National Research Polytechnic University. Mechanics*. 2012;(2):214–225. (In Russ.).
15. Plekhov O., Palin-Luc T., Naimark O. [et al.]. Fatigue crack initiation and growth in a 35CrMo4 steel investigated by infrared thermography. *Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures*. 2005;(28):169–178.
16. Chernavin R. V., Zharlikova S. S., Solovyov L. Yu. Experimental investigation of a stress field in a crack tip on the basis of thermodynamic parameters. *Fundamental and Applied Problems of Transport*. 2023;(9):63–71. (In Russ.).
17. Ito Y., Murakami Y., Hasebe N. [et al.]. Ed. by Murakami Y. Handbook of stress intensity factors. Translation from English. Moscow: Mir; 1990. Vol. 1. 448 p. Vol. 2. 568 p. (In Russ.).

### **Информация об авторах**

**Л. Ю. Соловьев** – доцент кафедры «Мосты» Сибирского государственного университета путей сообщения, заведующий отделом автоматизированных систем управления и проектирования СибНИИ мостов, кандидат технических наук.

**Р. В. Чернавин** – преподаватель кафедры «Графика» Сибирского государственного университета путей сообщения.

### **Information about the authors**

**L. Yu. Solovyov** – Associate Professor of the Bridges Department, Siberian Transport University, Head of the Automated Control Systems and Design Department of the Siberian Research Institute of Bridges, Candidate of Engineering.

**R. V. Chernavin** – Lecturer of the Graphics Department, Siberian Transport University.

Статья поступила в редакцию 30.04.2024; одобрена после рецензирования 04.06.2024; принята к публикации 19.08.2024.

The article was submitted 30.04.2024; approved after reviewing 04.06.2024; accepted for publication 19.08.2024.

## СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья

УДК 624.21

doi 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_74

### Результаты определения логарифмического декремента колебаний вант из параллельных прядей до и после установки демпферов

Владислав Сергеевич Горячкин<sup>1✉</sup>, Максим Сергеевич Марченко<sup>2</sup>,  
Владимир Рафаильевич Камалтдинов<sup>3</sup>, Максим Анатольевич Антонов<sup>4</sup>

<sup>1,2,3,4,5</sup> «СТС», Москва, Россия

<sup>1</sup> goryachkin@sts-hydro.ru✉

<sup>2</sup> marchenko@sts-hydro.ru

<sup>3</sup> kamaltdinov@sts-hydro.ru

<sup>4</sup> antonov@sts-hydro.ru

**Аннотация.** Вантовые мосты являются одними из наиболее сложных сооружений с точки зрения проектирования, строительства и эксплуатации. Ванты – это гибкие несущие стальные элементы с низким уровнем конструкционного демпфирования. Колебания вант со значительной амплитудой могут вызывать их усталостные повреждения, что снижает безопасность и надежность конструкции. Эффективным способом демпфирования колебаний вант является применение гидравлических демпферов.

В статье представлен опыт разработки, монтажа и испытаний первой отечественной вантовой системы СТС из параллельных семипроволочных прядей на мосту через р. Оку на трассе М-12 в г. Муроме.

Целью исследования является опытная верификация методики назначения характеристик гидравлических демпферов для достижения требуемого логарифмического декремента колебаний вант после их установки. Сама методика теоретического расчета характеристик демпферов в данном исследовании не рассматривается.

Для реализации цели разработана программа испытаний. Установлено, что выбранный метод вибродиагностики для динамических испытаний вант применим для подтверждения логарифмических декрементов колебаний вант с демпферами. Выявлена зависимость значений логарифмического декремента колебаний от амплитуды колебаний. Для всех испытанных вант доказана работоспособность демпферных установок.

Значения логарифмического декремента колебаний вант до установки демпферов находятся в диапазоне от 0,5 до 3,0 %; после монтажа демпферов – от 5,45 до 11,85 %, что больше минимального требуемого значения 5 %.

Получены редкие для вантового мостостроения и ценные с научной точки зрения фактические значения логарифмического декремента вант из параллельных прядей, полученные на одних и тех же вантах до и после включения демпферов в работу при одинаковых постоянных нагрузках на пролетном строении.

**Ключевые слова:** ванты, гидравлические демпферы, вибродиагностика, демпфирование колебаний

**Для цитирования:** Результаты определения логарифмического декремента колебаний вант из параллельных прядей до и после установки демпферов / В. С. Горячкин, М. С. Марченко, В. Р. Камалтдинов, М. А. Антонов // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2024. № 4 (71), спецвыпуск. С. 74–81. DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_74.

## BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

### Results of determination the logarithmic decrement of vibrations for parallel strand cables before and after installation of dampers

Vladislav S. Goryachkin<sup>1✉</sup>, Maxim S. Marchenko<sup>2</sup>, Vladimir R. Kamaltdinov<sup>3</sup>, Maxim A. Antonov<sup>4</sup>

<sup>1,2,3,4,5</sup> STS, Moscow, Russia

<sup>1</sup> goryachkin@sts-hydro.ru✉

<sup>2</sup> marchenko@sts-hydro.ru

<sup>3</sup> kamaltdinov@sts-hydro.ru

<sup>4</sup> antonov@sts-hydro.ru

**Abstract.** Cable-stayed bridges are one of the most complex structures in design, construction and maintenance. The cable is flexible load-bearing steel element with a low level of structural damping. Cable vibrations with significant amplitude can cause fatigue damage to the cables, which reduces the safety and reliability of the structure. Hydraulic dampers are an effective way of damping cable vibrations.

The article presents the experience of development, installation and testing of the first national cable-stayed system STS with parallel seven-wire strands on the bridge over the Oka River on the M-12 highway in Murom.

The purpose of the research is the experimental verification of the methodology of hydraulic dampers characteristics determination to achieve the required logarithmic decrement of cable vibrations after their installation. The author does not consider the methodology of theoretical calculation of the characteristics of dampers in this research.

A test program has been developed to achieve this goal. The selected method of vibration diagnostics for dynamic tests of cables is applicable to verify the logarithmic decrements of cables with dampers. The dependence of the values of the logarithmic decrement of vibration on the amplitude of vibration is revealed. The operability of the damper installations has been proved for all tested cables.

The values of the logarithmic decrement of the vibrations of the cables before the installation of the dampers are in the range from 0.5 to 3.0 %. After installation of the dampers, the values of the logarithmic decrement of vibrations ranged from 5.45 to 11.85 %, which is more than the minimum required value of 5 %.

The actual values of the logarithmic decrement of parallel strands cables, rare for the construction of cable-stayed bridges and valuable from a scientific point of view, were obtained on the same cables before and after the installation of dampers under the same constant loads on the superstructure.

**Keywords:** cables, hydraulic dampers, vibration diagnostics, vibration damping

**For citation:** Goryachkin V. S., Marchenko M. S., Kamaltdinov V. R., Antonov M. A. Results of determination the logarithmic decrement of vibrations for parallel strand cables before and after installation of dampers. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2024;(71):74–81. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_74.

## Введение

Мостовой переход через р. Оку на трассе М-12 «Восток» в г. Муроме является единственным вантовым мостом на всем ее протяжении, что делает его символом открытого в 2023 г. участка трассы от Москвы до Казани. Данный мост примечателен тем, что это первое сданное в эксплуатацию сооружение в России, на котором успешно смонтирована отечественная вантовая система из параллельных прядей производства ООО «СТС».

Вантовый мост через р. Оку имеет центральный пролет 254 м. Вантовая система включает 34 пар вант длиной от 39 до 130 м.

Ванты состоят из отдельных прядей в защитной оболочке, которые имеют следующие характеристики:

- номинальный диаметр пряди – 15,7 мм;
- номинальная площадь пряди – 150 мм<sup>2</sup>;
- погонная масса пряди – 1,32 кг/м;
- временное сопротивление – 1 860 МПа;
- условный предел текучести – 1 650 МПа;
- проектный модуль упругости – 195 ГПа.

Проектная документация на вантовую систему моста содержит требования о необходимости установки демпферов на ванты длиной более 80 м. Аналогичное требование содержится в [1]. При этом для всех вант с демпферами проектировщиком был назначен минимальный уровень логарифмического декремента колебаний  $\delta$ , равный 5 %. Для решения

этой задачи были запроектированы внутренние гидравлические демпферные установки.

Основным элементом гидравлической демпферной установки является гидроцилиндр, который обеспечивает гашение колебаний за счет течения вязкой жидкости с определенной скоростью через систему отверстий. Общий вид внутренней демпферной установки приведен на рис. 1.

Целью исследования является опытная верификация методики назначения характеристик гидравлических демпферов для достижения требуемого логарифмического декремента колебаний вант после установки демпферов. При этом сама методика теоретического расчета характеристик демпферов в данном исследовании не рассматривается.

Согласно [1], работоспособность демпферной установки должна быть проверена на монтаже вычислением  $\delta$  до и после включения демпфера в работу. В соответствии с этим требованием испытания были разделены на два этапа.

Для решения поставленных задач специалистами ООО «СТС» была разработана, протестирована и внедрена система вибродиагностики вант СТС, в состав которой входит:

- акселерометр для измерения ускорений в трех направлениях;
- аналого-цифровой преобразователь;
- программное обеспечение «СТС-Декремент».

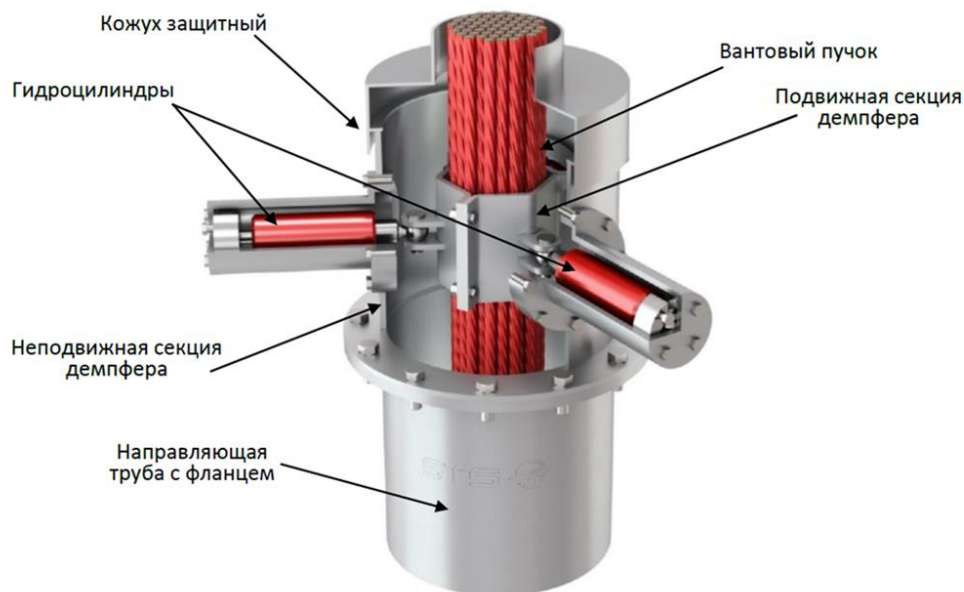


Рис. 1. Внутренняя гидравлическая демпферная установка

При разработке системы вибродиагностики учтены методы и принципы, приведенные в [2–5].

Для определения  $\delta$  используется метод половинной мощности, основы которого описаны в [6].

#### Программа испытаний

Для подготовки к динамическим испытаниям вант на 1-м этапе (до включения демпферов в работу) был выполнен комплекс работ по математическому моделированию процесса испытаний в программном комплексе SOFiSTiK, в ходе которого были определены:

- собственные частоты колебаний исследуемых вант;
- уровень нагрузки, вызывающий колебания, которые способен зафиксировать акселерометр;
- шаг дискретизации измерений акселерометра;
- углы отклонения вант от возбуждающей нагрузки. Выполнено их сравнение с предельно допустимыми значениями.

Для удобства производства работ нагрузка была ограничена величиной 1 кН, которая была приложена в вертикальной плоскости ванты по нормали к ее оси.

Принципиальная схема точек установки акселерометра и приложения нагрузки для возбуждения колебаний на 1-м этапе приведена на рис. 2.

Для подготовки к динамическим испытаниям вант на 2-м этапе (после включения демпферов в работу) был выполнен аналогичный комплекс работ по математическому моделированию процесса испытаний в программном комплексе SOFiSTiK, в ходе которого были определены:

- собственные частоты колебаний исследуемых вант;
- шаг дискретизации измерений акселерометра;
- уровень нагрузки, вызывающий колебания, которые обеспечивают оптимальную скорость движения штока гидроцилиндра. При этом выполнена проверка допустимого уровня амплитуды возникающих ускорений в точке установки акселерометра для его корректной работы;
- углы отклонения вант от возбуждающей нагрузки. Выполнено их сравнение с предельно допустимыми значениями.

Схема расчетной модели ванты в программном комплексе SOFiSTiK приведена на рис. 3.

Для каждой исследуемой ванты была подобрана возбуждающая нагрузка в диапазоне от 4 до 30 кН. Для приложения нагрузки такого уровня было разработано устройство на основе гидравлического вантового домкрата СТС, которое обеспечивало плавное нагружение и резкое снятие нагрузки. Общий вид

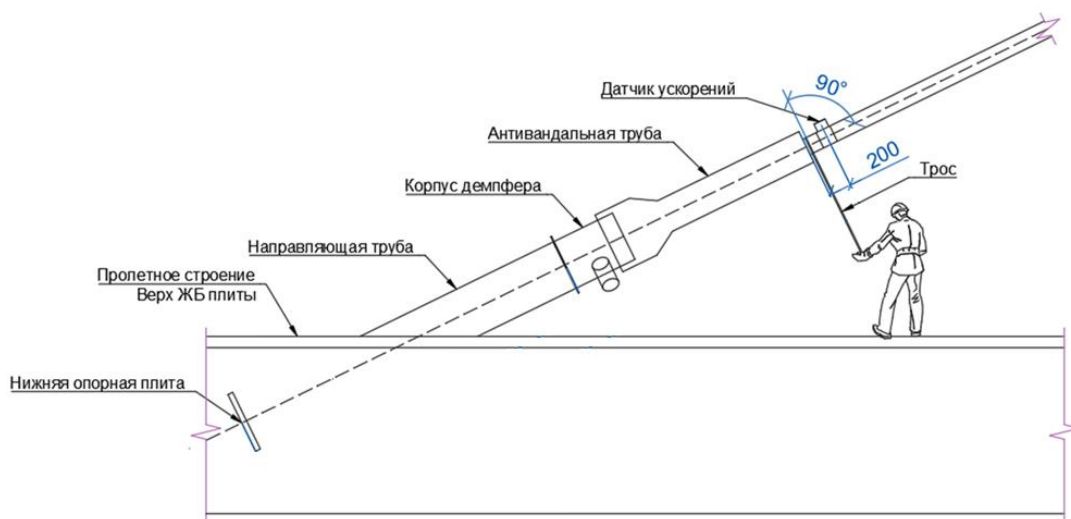


Рис. 2. Принципиальная схема установки акселерометра и приложения нагрузки на 1-м этапе

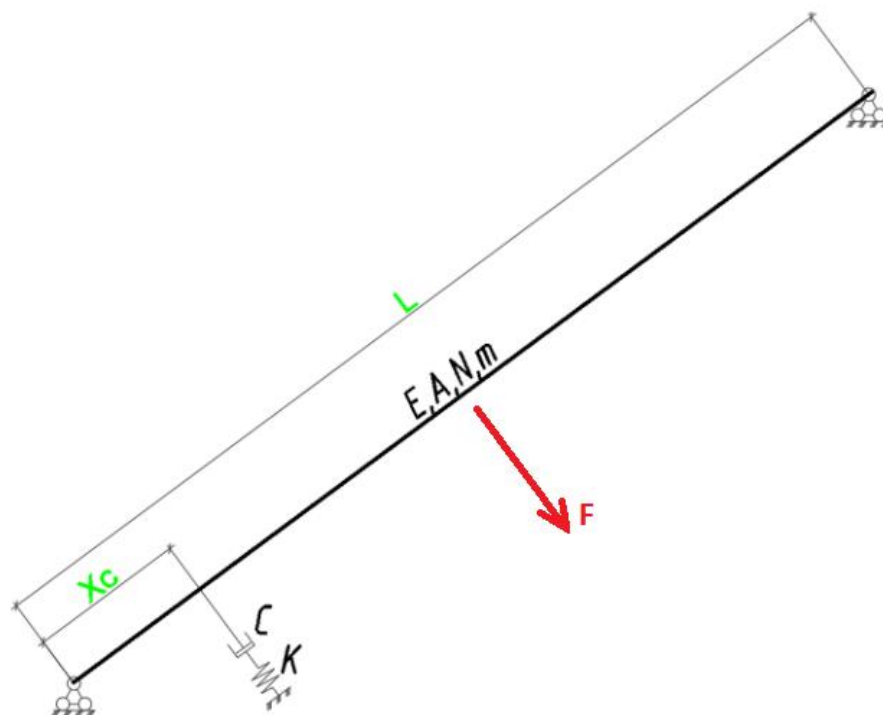


Рис. 3. Схема расчетной модели ванты в ПО SOFiSTiK:

$E$  – модуль упругости, МПа;  $A$  – площадь поперечного сечения,  $\text{м}^2$ ;  $N$  – продольное усилие в ванте, кН;  
 $m$  – погонная масса ванты,  $\text{кг/м}$ ;  $C$  – характеристика демпфирования,  $\text{кН}\cdot\text{с/м}$ ;  
 $K$  – жесткость упругой связи,  $\text{кН/м}$

устройства для возбуждения колебаний приведен на рис. 4.

Принципиальная схема точек установки акселерометра и положения устройства для возбуждения колебаний на 2-м этапе приведена на рис. 5.

Следует отметить, что оптимальный уровень демпфирования достигается только при определенной скорости движения штока гид-

роцилиндра. На данном объекте расчетная амплитуда колебаний соответствует скорости ветра у поверхности земли – 29 м/с (максимальная скорость ветра определена исходя из ветровой нагрузки по СП 20.13330). В ходе испытаний были запланированы измерения при разном уровне нагрузки для выявления зависимости  $\delta$  от амплитуды колебаний.



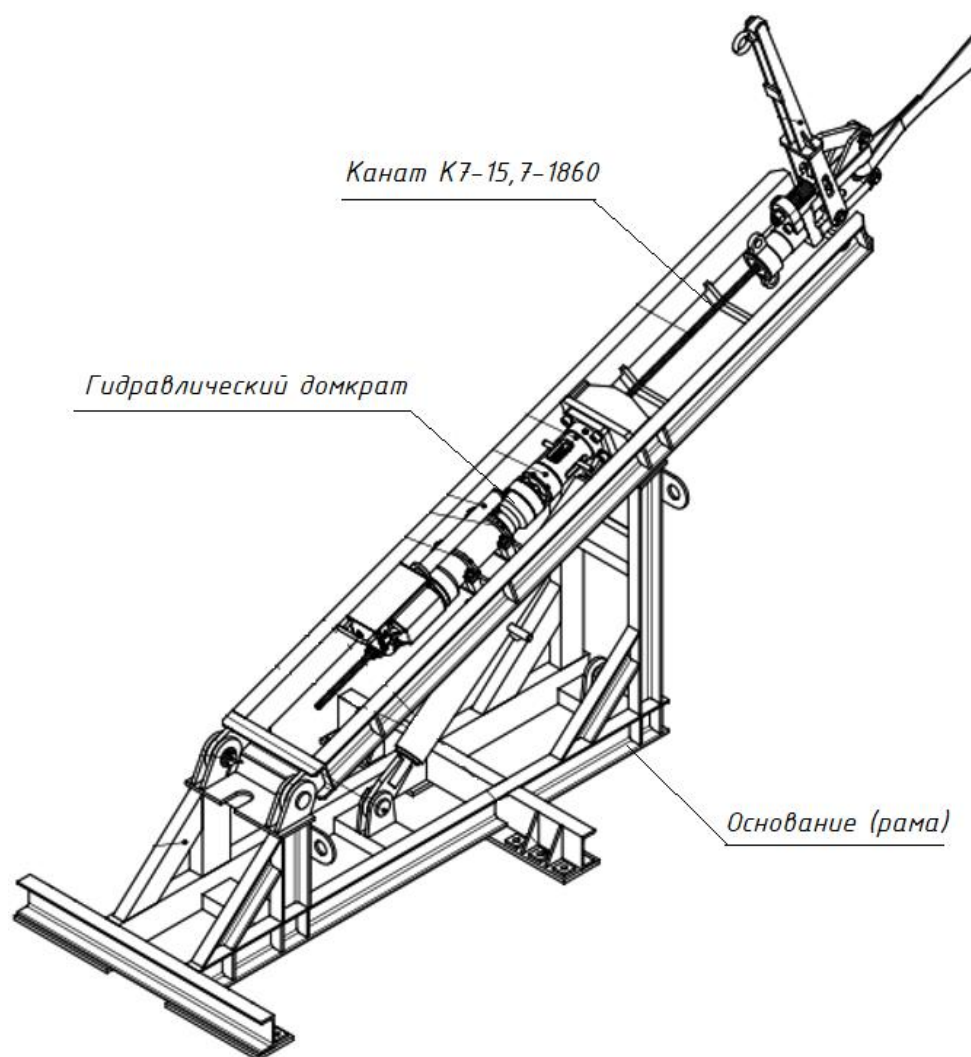


Рис. 4. Устройство для возбуждения колебаний

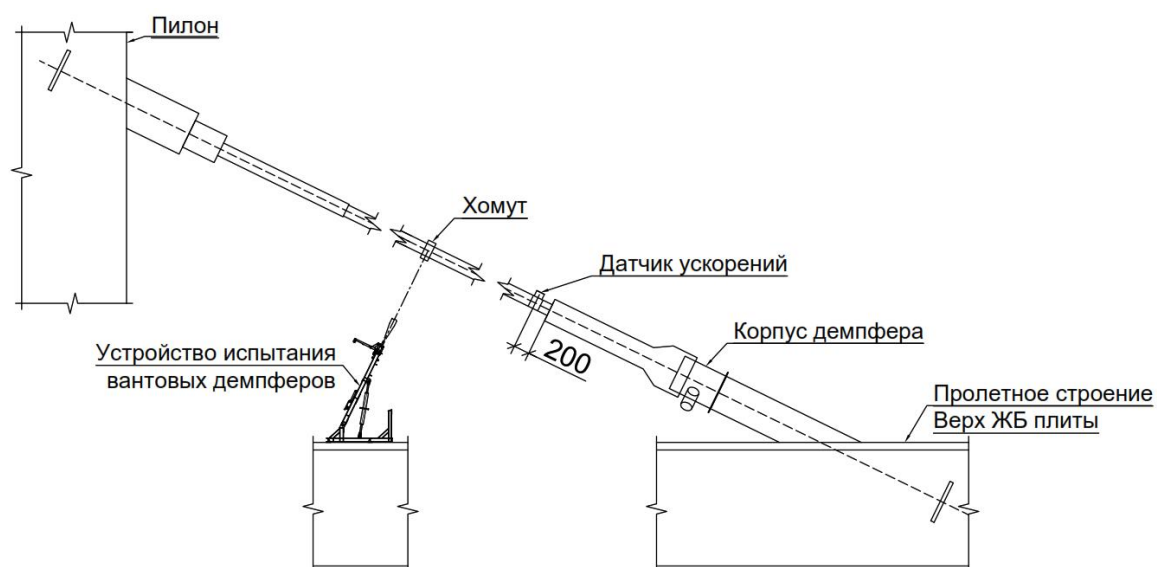


Рис. 5. Принципиальная схема точек установки датчиков и приложения нагрузки на 2-м этапе

### Результаты испытаний

Результаты измерений собственных частот колебаний и  $\delta$  вант до установки демпферов представлены в табл. 1.

Следует отметить, что измеренные на 1-м этапе значения  $\delta$  состоят из внутреннего (конструкционного) и аэродинамического демпфирования.

Полученные значения  $\delta$  вант без демпферов находятся в диапазоне от 0,5 до 3,0 %. Результат измерений хорошо коррелируется с данными об уровне внутреннего демпфирования

из различных источников, которые приведены в табл. 2.

В ходе испытаний на 2-м этапе после монтажа демпферов были проведены измерения  $\delta$  при разном уровне возбуждающей нагрузки. Это позволило оценить уровень демпфирования при разной амплитуде колебаний и скорости движения штока в гидроцилиндрах демпферов.

Результаты измерений собственных частот колебаний и  $\delta$  после установки демпферов представлены в табл. 3.

Таблица 1

Результаты динамических испытаний вант до включения демпферов в работу

Ванта	Длина ванты, м	Количество прядей, шт.	Теоретическая частота колебаний по первой моде, Гц	Номер измерения	Фактическая частота колебаний по первой моде, Гц	$\delta$ , %
2	128,1	52	1,07	1	1,10	0,61
				2	1,10	0,54
3	115,0	22	1,16	1	1,21	0,94
				2	1,21	1,16
4	100,9	18	1,34	1	1,39	1,87
				2	1,39	1,70
5	87,0	24	1,57	1	1,60	2,86
				2	1,60	3,03
14	86,3	32	1,58	1	1,64	1,49
				2	1,64	1,51
15	100,0	31	1,35	1	1,41	0,64
				2	1,41	0,50
16	114,1	47	1,19	1	1,26	1,95
				2	1,26	2,12

Таблица 2

Значения уровня внутреннего демпфирования из различных источников

Источник	$\delta$ , %
CIP Cable stays (Setra, 2002) [7]	0,6–1,8
FIB Bulletin 89 [8]	0,5–1,0
Holger Svensson «Cable-stayed bridges» [9]	1,0–1,2
М. И. Казакевич «Проблемы стабилизации вант» [10]	1,0–2,0

Таблица 3

Результаты динамических испытаний вант после включения демпферов в работу

Ванта	Длина ванты, м	Привязка демпфера к нижней опорной плите $X_c$ , м	Максимальный теоретический уровень $\delta$ , %	Номер измерения	Нагрузка, кН	Фактическая частота колебаний по первой моде, Гц	Фактический уровень $\delta$ , %
2	128,1	5,43	12,03	1	10,0	1,08	6,83
				2	10,0	1,08	6,04
				3	10,0	1,08	6,85
3	115,0	5,04	12,28	1	3,0	1,22	5,45
				2	6,0	1,22	10,78
				3	6,0	1,22	10,52
4	100,9	4,66	14,78	1	3,0	1,40	6,95
				2	6,0	1,40	10,18
				3	6,5	1,40	11,85
5	87,0	4,28	14,31	1	6,0	1,65	10,33
				2	6,0	1,65	11,30
				3	6,0	1,65	11,05
17	128,4	5,41	12,80	1	10,0	1,10	8,95
				2	10,0	1,10	8,57
				3	10,0	1,10	8,77

Следует отметить, что максимальный теоретический уровень  $\delta$  рассчитан при постоянной характеристике гидравлического демпфера. В действительности скорость хода штока изменится по синусоидальному закону, а значит, и характеристика демпфирования будет переменной. Достигнуть максимального теоретического уровня  $\delta$  на практике невозможно.

#### Выводы

На основании выполненного исследования можно сделать следующие выводы:

1. Для всех исследуемых вант был достигнут минимальный требуемый уровень логарифмического декремента колебаний  $\delta$ , равный 5 %.
2. Для всех исследуемых вант зафиксирована повторяемость результатов в серии измерений при одинаковых условиях.
3. Ни одна из вант не была доведена до оптимального уровня амплитуды колебаний исходя из условий безопасности. К вантам 2 и 17 приложено 30 % от требуемой нагрузки, к ванте 3 – 60 %, к вантам 4 и 5 – 75 %.

4. Для вант 3 и 4 удалось зафиксировать зависимость уровня демпфирования от уровня возбуждающей нагрузки. Данные результаты будут применены в развитии теоретической методики назначения характеристик гидравлических демпферов.

5. При определении уровня демпфирования методом половинной мощности важным параметром является время измерения. На первых колебаниях после приложения нагрузки зафиксированы более высокие значения  $\delta$ , которые постепенно снижаются с уменьшением амплитуды колебаний. Это свидетельствует об изменении характеристики гидравлического демпфера в процессе колебаний.

6. Определены редкие для вантового мостостроения и ценные с научной точки зрения фактические значения логарифмического декремента вант из параллельных прядей, полученные на одних и тех же вантах до и после включения демпферов в работу при одинаковых постоянных нагрузках на пролетном строении.

#### Список источников

1. СТО ВС 002–2017. Вантовые системы СТС : редакция № 4. Москва, 2022. 36 с.
2. Методические рекомендации по вибродиагностике автодорожных мостов / ОАО «ЦНИИС». Москва : Информавтодор, 2001. 25 с.
3. ОДМ 218.2.044–2014. Рекомендации по выполнению приборных и инструментальных измерений при оценке технического состояния мостовых сооружений на автомобильных дорогах / МИИТ. Москва : Стандартинформ, 2014. 168 с.
4. Caetano E. Cable vibrations in cable-stayed bridges. Zurich : ETH Honggerberg, 2007. 188 p.
5. Чаплин И. В. Совершенствование метода контроля усилий в вантах эксплуатируемых мостов по частотам собственных колебаний : специальность 05.23.11 «Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Чаплин Иван Владимирович ; СГУПС. Новосибирск, 2020. 157 с.
6. ГОСТ 34081–2017. Здания и сооружения. Определение параметров основного тона собственных колебаний. Москва : Стандартинформ, 2017. 15 с.
7. FIB Bulletin 89. Acceptance of stay cable systems using prestressing steels. Federation internationale du beton, 2019. 116 p.
8. Cable stays. Recommendations of French interministerial commission on prestressing. Paris : SETRA, 2002. 197 p.
9. Svensson H. Cable-Stayed Bridges: 40 Years of Experience Worldwide. Berlin : Ernst & Sohn, 2012. 454 p.
10. Казакевич М. И. Проблемы стабилизации вант // Металлические конструкции. 2011. № 2. С. 63–84.

#### References

1. STO CSS 002-2017. STS cable-stayed systems. Edition No.4. Moscow; 2022. 36 p. (In Russ.).
2. Methodical recommendations on vibration diagnostics of highway bridges. Central Scientific Research Institute of Construction. Moscow: Informavtodor; 2001. 25 p. (In Russ.).
3. ODM 218.2.044-2014. Recommendations on the performance of device and instrumental measurements in assessing the technical condition of bridge structures on highways. Russian University of Transport. Moscow: Standardinform; 2014. 168 p. (In Russ.).
4. Caetano E. Cable vibrations in cable-stayed bridges. Zurich: ETH Honggerberg; 2007. 188 p.

5. Chaplin I. V. Improvement of the method of force control in the cables of operated bridges by natural vibration frequencies. Specialty 05.23.11 Design and construction of roads, subways, airfields, bridges and transport tunnels. Dissertation for the Degree of Candidate of Engineering. Chaplin Ivan Vladimirovich; Siberian Transport University. Novosibirsk; 2020. 157 p. (In Russ.).
6. GOST 34081–2017. Buildings and structures. Determination of parameters of the main tone of natural vibrations. Moscow: Standardinform; 2017. 15 p. (In Russ.).
7. FIB Bulletin 89. Acceptance of stay cable systems using prestressing steels. Federation internationale du beton; 2019. 116 p.
8. Cable stays. Recommendations of French interministerial commission on prestressing. Paris: SETRA; 2002. 197 p.
9. Svensson H. Cable-Stayed Bridges: 40 Years of Experience Worldwide. Berlin: Ernst & Sohn; 2012. 454 p.
10. Kazakevich M. I. Problems of cable stabilization. *Steel Structures*. 2011;(2):63–84. (In Russ.).

### **Информация об авторах**

*В. С. Горячкин* – руководитель группы расчетов компании ООО «СТС»

*М. С. Марченко* – технический директор компании ООО «СТС».

*В. Р. Камалтдинов* – ведущий инженер по расчетам строительных конструкций компании ООО «СТС».

*М. А. Антонов* – специалист по расчетам строительных конструкций компании ООО «СТС».

### **Information about the authors**

*V. S. Goryachkin* – Head of the calculation group at STS.

*M. S. Marchenko* – Technical Director of STS.

*V. R. Kamaltdinov* – Leading Specialist in the calculation of building structures at STS.

*M. A. Antonov* – Structural analysis engineer of STS.

Статья поступила в редакцию 16.05.2024; одобрена после рецензирования 13.06.2024; принята к публикации 12.07.2024.

The article was submitted 16.05.2024; approved after reviewing 13.06.2024; accepted for publication 12.07.2024.

## СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья  
УДК 624.21.037:624.012.4  
doi 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_82

### Расчет монолитного путепровода на основе реальных записей землетрясений

Ибрахим Мирзаев<sup>1✉</sup>, Улугбек Забихуллович Шермухамедов<sup>2</sup>,  
Абдурахим Ровшан угли Абдуллаев<sup>3</sup>, Анора Бахтиеровна Каримова<sup>4</sup>,  
Маъмура Мирабдулла кизи Собирова<sup>5</sup>

<sup>1,2,3,4,5</sup> Ташкентский государственный транспортный университет, Ташкент, Узбекистан

<sup>1</sup> ibrahim.mir@mail.ru ✉

<sup>2</sup> ulugbekjuve@mail.ru

<sup>3</sup> abdurahim.abdullayev.94@mail.ru

<sup>4</sup> tillaboyeva\_anora\_karimova@mail.ru

<sup>5</sup> mamura\_9105@bk.ru

**Аннотация.** В целях улучшения транспортной инфраструктуры Республики Узбекистан начато использование технологии монолитного строительства мостов и путепроводов. В статье приведен расчет монолитного путепровода длиной 120 м, расположенного в районе 8-балльной сейсмичности по MSK-64 в г. Джизаке, над высокоскоростной железнодорожной линией Ташкент – Самарканд. Численным решением задачи сейсмостойкости путепровода определяется изменение его напряженно-деформированного состояния во времени. Представлены результаты расчета монолитного путепровода от динамической нагрузки по записям реальных акселерограмм Газлийского (Узбекистан) землетрясения, интенсивностью более 9 баллов по шкале MSK-64. Проанализированы результаты расчетов изменения нормального напряжения в верхней и нижней частях пролетного строения по длине путепровода. Проведенные расчеты показывают, что путепровод имеет запас прочности для 9-балльного землетрясения. С целью обеспечения гарантированной сейсмической безопасности мостовых сооружений требуется провести проектные расчеты по наборам записей произошедших землетрясений, близких по доминантным частотам к характеристикам площадки строительства.

**Ключевые слова:** неразрезная схема, монолитный, автодорожный путепровод, железобетон, пролетное строение, стальной канат, реальные записи землетрясений, постнатяжение

**Для цитирования:** Расчет монолитного путепровода на основе реальных записей землетрясений / И. Мирзаев, У. З. Шермухамедов, А. Р. Абдуллаев, А. Б. Каримова, М. М. Собирова // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2024. № 4 (71), спецвыпуск. С. 82–91. DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_82.

## BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

### Calculation of monolithic overpass based on real earthquake records

Ibrahim Mirzaev<sup>1✉</sup>, Ulugbek Z. Shermukhamedov<sup>2</sup>, Abdurahim R. Abdullaev<sup>3</sup>,  
Anora B. Karimova<sup>4</sup>, Mamura M. Sobirova<sup>5</sup>

<sup>1,2,3,4,5</sup> Tashkent State Transport University, Tashkent, Uzbekistan

<sup>1</sup> ibrahim.mir@mail.ru ✉

<sup>2</sup> ulugbekjuve@mail.ru

<sup>3</sup> abdurahim.abdullayev.94@mail.ru

<sup>4</sup> tillaboyeva\_anora\_karimova@mail.ru

<sup>5</sup> mamura\_9105@bk.ru

**Abstract.** In order to improve the transport infrastructure of the Republic of Uzbekistan, they began to use the monolithic structure of bridges and overpasses. The article presents the calculation of a monolithic overpass with a length of 120 meters, located in the area of 8-point seismicity according to MSK-64 in the city of Jizzakh over the high-speed railway lines Tashkent-Samarkand (Republic of Uzbekistan). A numerical solution to the problem of seismic resistance of an overpass determines the change in its stress-strain state over time. The results of calculating a monolithic bridge under dynamic load based on records of real accelerograms of the Gazli (Uzbekistan) earthquake, with an intensity of more than 9 points on the MSK-64 scale, are presented. The results of calculations of changes in normal stress in the upper and lower parts of the span along the length of the bridge are analyzed. The calculations show that the bridge has a safety factor for a magnitude 9 earthquake. To ensure

guaranteed seismic safety of bridge structures, it is necessary to carry out design calculations based on sets of records of earthquakes that have occurred that are close in dominant frequencies to the characteristics of the construction site.

**Keywords:** continuous scheme, monolithic, motorway overpass, reinforced concrete, span, steel rope, real earthquake records, post-tensioning

**For citation:** Mirzaev I., Shermukhamedov U. Z., Abdullaev A. R., Karimova A. B., Sobirova M. M. Calculation of monolithic overpass based on real earthquake records. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2024;(71):82–91. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_82.

### Введение

В последние годы быстрыми темпами открываются новые страницы в узбекской мостостроительной индустрии. При этом важным аспектом считается проектирование и строительство монолитных мостов и путепроводов. Развивается сама технология возведения, вследствие этого осуществляются новые подходы к строительству транспортных сооружений, что требует неординарных инженерных решений. Отметим, что в силу высоких архитектурных качеств, экономичности, прочности и долговечности монолитные путепроводы с неразрезными пролетными строениями рекомендуются к применению в городских условиях.

Известно, что в Узбекистане значительная часть строительства приходится на сейсмически опасные районы. Сейсмостойкость сооружений, в том числе неразрезных монолитных мостов и путепроводов, является немаловажной задачей современного строительства. Исследование мирового опыта в сфере проектирования и строительства монолитных путепроводов показывает, что использование принципа постнатяжения рабочей арматуры с учетом сейсмических воздействий имеет широкое применение. При данном методе арматурные пучки (канаты) неразрезных монолитных пролетных строений путепроводов напрягаются специальными домкратами под давлением до 32 МПа, что служит повышению сейсмостойкости неразрезных монолитных путепроводов при сильных землетрясениях.

Следует отметить, что в настоящее время опубликован ряд научных работ по вопросам постнатяжения рабочей арматуры мостовых сооружений. Учеными и специалистами проведены экспериментальные и численные исследования постнатяженных бетонных балок [1–4]. В работе [5] приведен систематический обзор поведения постнатяженных бетонных конструкций с различными условиями скрепления арматурных канатов, исследованы зависимости

между прочностью на изгиб и условиями различного скрепления канатов предварительно напряженных железобетонных конструкций.

Моделирование постнатяженных бетонных плоских плит при изгибе и тепловой нагрузке представлено в работе [6]. В этой статье также исследуется конструктивное поведение плитных пролетных строений из железобетона с постнатяжением, разработана нелинейная конечно-элементная модель для анализа ненапрянутых и связанных бетонных плит при повышенных температурах, смоделирована граница раздела между арматурным канатом и окружающим бетоном, что позволяет канату сохранять форму профиля во время деформации плиты. Представлены поведение нагрузки при прогибе, поведение силы нагрузки в канате и режимы разрушения. Численный анализ проводился с помощью конечно-элементного программного обеспечения ANSYS и выполнялся на двух различных бетонных плитах.

В работе [7] исследованы квазистатические циклические испытания гибридной опоры моста с постнатяжением, опирающейся на монолитный фундамент. Рассмотрены вопросы динамического отклика опоры с диссипативным контролем качения (DCR – dissipative controlled rocking), построенной на гибком фундаменте, который отличался от отклика конструкции с фиксированным основанием, что в первую очередь связано со способностью рассеивания энергии гибко поддерживаемой конструкции. Гибкость грунтового фундамента увеличила срок службы конструкции и снизила сейсмическую реакцию опоры DCR.

Сейсмический анализ постнатяженных и гибридных (сборно-монолитных) мостов со скобами, удерживающими продольный изгиб, а также устойчивость постнатяженного моста изучены в работах [8, 9]. Предложен новый метод строительства сейсмостойких мостов с использованием технологий ускоренного мо-



строения (ABC – Accelerated Bridge Construction). Гибридный двухопорный мост с опорами из сборного железобетона с постнатяжением и диагональной скобой, удерживающей от продольного изгиба (BRB – buckling restrained brace), в качестве внешнего устройства рассеивания энергии был испытан под циклическими нагрузками. Представлен расчет начальной силы постнатяжения и выбор предела текучести BRB. Скобу можно заменить после землетрясения. Предложенная система является перспективной для строительства устойчивых мостов с использованием технологий ABC в сейсмических регионах.

В работе [10] смоделировано поведение скольжения несвязанных арматурных канатов в бетонных конструкциях с постнатяжением. Арматурные канаты с постнатяжением моделируются нелинейным элементом троса и встраиваются в нелинейный элемент железобетонной балки. Элемент заделки представляет собой упругий элемент балки Эйлера с очень большой жесткостью. Валидация предложенных формулировок и реализация были проведены в нескольких численных исследованиях. Предложенные формулы с достаточно высокой точностью воспроизводят глобальное поведение при изгибе, а также предсказывают локальные потери и перераспределение предварительного напряжения.

Вертикальная сейсмическая реакция моста коробчатого сечения, усиленного постнатянутыми предварительно напряженными углепластиковыми листами, исследована в работе [11]. Разработана конечно-элементная модель для анализа реакции моста коробчатого сечения на различные сейсмические волны до и после усиления с помощью предварительно напряженных листов углепластика (CFRP) с постнатяжением. Динамическая реакция моста коробчатого сечения на три различных землетрясения показала, что вертикальное смещение и ускорение секций под воздействием волны Тяньцзинь после своего пика резко уменьшились, однако вертикальные смещения и ускорения для волн Эль Центро и Ланьчжоу медленно стабилизировались. Следовательно, из-за резкой реакции моста Тяньцзиньская волна вызвала больше повреждений в его конструкции, чем две другие волны. Сейсмическая реакция моста на землетрясения может быть эффективно снижена пу-

тем усиления постнатянутыми предварительно напряженными углепластиковыми листами.

В настоящее время в мировой практике сейсмостойкого строительства важным вопросом является проведение динамических расчетов сооружений по акселерограммам землетрясений. Следует отметить, что подобные расчеты особо важны при проектировании и расчете больших многопролетных мостов, уникальных зданий и других ответственных объектов, при оценке повреждаемости сооружений и т. д. В настоящее время сложились два противоположных подхода при моделировании расчетных акселерограмм: моделирование воздействия для площадки строительства и моделирование воздействия для сооружения [12]. В работе [13] выделены кинематические, спектральные и энергетические свойства воздействия. Величины энергетических характеристик  $IA$ ,  $CAV$ ,  $SED$ , а также значения коэффициента гармоничности  $k$  и ускорений основания  $PGA$  следует задавать таким образом, чтобы они соответствовали величинам этих же характеристик на площадке строительства с заданной обеспеченностью. Оценка опасности воздействия на сооружение выполняется с помощью спектров кинематических величин и спектров работ сил пластического деформирования.

Протяженность сооружений при сейсмических колебаниях является одним из немаловажных факторов, влияющих на их сейсмостойкость. Исследования [14] в данной области привели к разработке методики расчета многоопорных сооружений, что, в свою очередь, обусловило необходимость изменения сложившейся методики расчета на сейсмостойкость с учетом несинхронности возмущений опор конструкции. Полученные результаты расчета показывают, что учет несинхронного возбуждения опорных точек протяженной системы существенно снижает инерционные сейсмические нагрузки на ее элементы.

В последнее время в качестве сейсмического воздействия выбирают акселерограммы записей землетрясений с пересчетом велосиграм и сейсмограмм [15, 16]. В этой связи представляет интерес разработка методов и программных средств для проведения расчетов мостов и путепроводов на действие землетрясений на основе имеющихся записей акселерограмм.

### Материалы и методы исследования

При проведении расчетов на статические и сейсмические воздействия конструкции мостовых сооружений обычно моделируются в виде балочно-разрезных, балочно-неразрезных и балочно-консольных схем. Неразрезные монолитные железобетонные мосты и путепроводы состоят из многих конструктивных элементов, наиболее важными из которых являются пролетное строение, опоры, опорные части и арматурные канаты постнатяжения. Самыми ответственными элементами неразрезных пролетных строений мостов являются их арматурные канаты постнатяжения, которые считаются основными элементами при проектировании и строительстве монолитных мостов в зонах сильных землетрясений. Наиболее удобен для проведения расчетов метод конечных элементов. Конечный элемент моделирует осевое растяжение-сжатие, изгиб относительно перпендикулярных осей к продольной оси моста и кручение относительно продольной оси. В этой связи расчеты проводятся методом конечных элементов для конструкций мостов, по временной переменной использован метод Ньюмарка [17]. Воздействие задается в виде ряда записей трехкомпонентной акселерограммы с корректировкой амплитуды на различную балльность. Уравнение движения конструкции после применения дискретизации по методу конечных элементов приводится к виду

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P\}, \quad (1)$$

с начальными условиями из статического решения задачи

$$\{u(t)\}_{t=0} = \{u(0)\}, \{\dot{u}(t)\}_{t=0} = \{0\}, \quad (2)$$

где  $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  – матрицы масс, демпфирования и жесткостей;  $\{P(t)\}$  – заданное движение грунта и действующие силы;  $\{u(t)\}$  – вектор абсолютных перемещений узловых точек конечно-элементной модели конструкции.

Движение грунта задается в виде записей акселерограмм [18]. Для решения динамической задачи необходимо определить решение статической задачи  $\{u(0)\}$  для моста под собственным весом элементов конструкции и приложенных внешних сил.

Рассмотрим трехпролетный железобетонный монолитный путепровод, расположенный в г. Джизаке, длиной 120 м и шириной 21 м, пролетное строение имеет переменную толщину вдоль путепровода, выполнено неразрезной мо-

нолитной железобетонной расчетной схемой 35 + 50 + 35 м индивидуального проектирования. Фасад пролетного строения представлен плитой переменной высоты: 1,35 м в пролете и 2,0 м над промежуточной опорой. Конструктивные элементы путепровода (опоры, пролетные строения и арматурные канаты постнатяжения) моделируются в виде конечного элемента, работающего на растяжение-сжатие, изгиб с учетом деформации сдвига по двум направлениям (балка Тимошенко) и кручение. Опорные части и грунт моделируются безынерционной вязкоупругой связью.

Матрицы конечного элемента балки Тимошенко приведены в [19]. Промежуточные опоры двухстоечные, имеют размеры: высота 12 м, ширина по фасаду 2 м, а по боковому направлению – переменный размер по высоте от 3 до 5 м. Схема монолитного путепровода приведена на рис. 1, общий вид промежуточной опоры – на рис. 2, конечно-элементной модели путепровода – на рис. 3.

В данном расчете принято движение фундаментов путепровода, равное движению основания во время землетрясения. Материал и основные характеристики всей конструкции приведены в табл. 1.

Усилие натяжения высокопрочной арматуры осуществляется приложением силы натяжения пучка до 4 000 кН. Количество пучков 19 шт. При определении потерь натяжения и удлинений (вытяжек) высокопрочной арматуры учтено обратное смещение канатов относительно плиты анкера при передаче натяжения с домкрата на анкер. Величина данного смещения 6 мм. Высокопрочная арматура выполнена из семипроволочных витых арматурных канатов  $d = 7,8$  мм из стали. Пучки выполнены из 31 стального каната, располагаются полигонально. В конечно-элементной модели автодорожного путепровода постнатяжение, в соответствии с используемой технологией, учитывается следующим способом: конечные элементы пролетного строения располагаются на нейтральной оси, а стальной канат разбивается на конечные элементы со своими характеристиками, и его соответствующие узлы соединяются жестко, с использованием эксцентриситета с узлами пролетного строения. Далее по силе натяжения стального каната вычисляется его деформация и принимается как начальная деформация

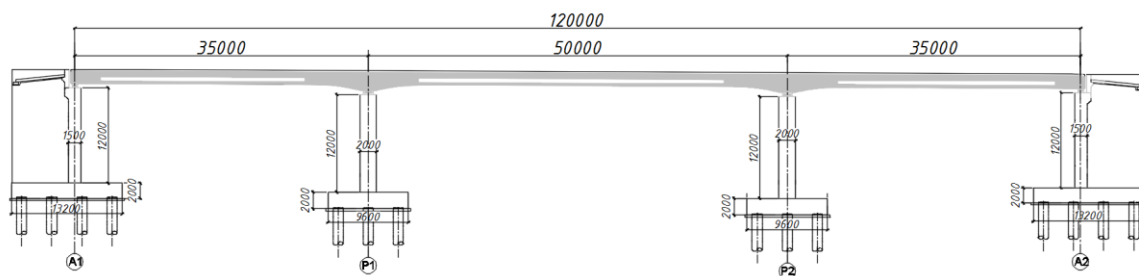


Рис. 1. Схема монолитного путепровода

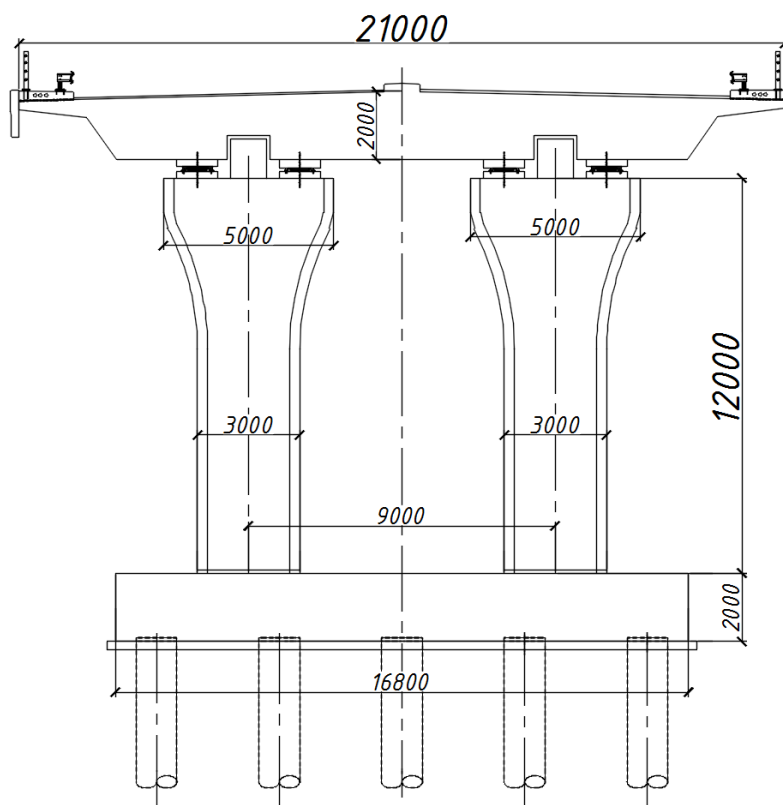


Рис. 2. Общий вид промежуточной опоры

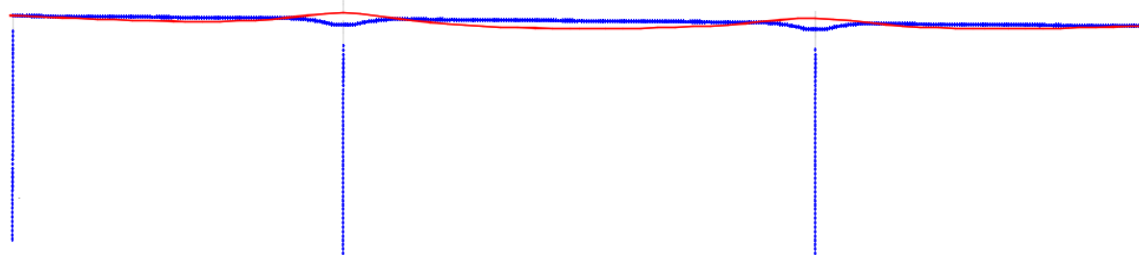


Рис. 3. Общий вид конечно-элементной модели путепровода

Таблица 1

Основные характеристики конструктивных элементов путепровода

Название элемента конструкции	Материал и класс	Удельный вес $\gamma$ , Н/м <sup>3</sup>	Модуль упругости $E$ , МПа	Коэфф. Пуассона $\nu$	Модуль сдвига $G$ , МПа
Фундамент	Бетон В40	25 000	36 000	0,2	15 000
Устой	Бетон В40	25 000	36 000	0,2	15 000
Промежуточная опора	Бетон В50	25 000	38 000	0,2	15 833
Пролетное строение	Бетон В50	25 000	38 000	0,2	15 833
Арматурные канаты постнатяжения	Сталь К-7	78 000	195 000	0,3	75 000

конечных элементов стального каната. Решая статическую задачу с начальной деформацией конечных элементов стального каната, определяем перемещения, силы и моменты сил. Это состояние соответствует постнатяжению конструкции путепровода. Расположение стальных канатов приведено на рис. 4 и 5.

#### Результаты исследования

Сейсмичность территории г. Джизака, согласно карте сейсмического микрорайонирования, выполненной Институтом сейсмологии в 1980 г., оценивается 7 и 8 баллов. Участок проектируемого строительства расположен в 8-балльной зоне.

В соответствии с табл. 1.1 КМК 2.01.03-19 [20] категория грунтов по сейсмическим свойствам – III (лессовидные суглинки с прослоями супеси с коэффициентом пористости  $e > 0,8$ ). С учетом этого сейсмичность площадки проектируемого строительства рекомендуется принять равной 8 баллам.

Сейсмическое воздействие передается конструкции в четырех точках через опоры в виде равенства перемещений фундаментов опор и поверхности основания. Пролетное строение соединено с опорами с использованием резино-металлических опорных частей серии LRB-SN.

Численные расчеты были проведены комплексом программ «ШАРК» (Шаговые алго-

ритмы расчета конструкции), разработанным авторами, на основе реальных записей земле-трясений. Представлены результаты расчетов монолитного путепровода от динамической нагрузки по записям реальных сейсмограмм Газлийского землетрясения (Узбекистан, 17.05.1976), интенсивность которого составляла более 9 баллов по шкале MSK-64, максимальные ускорение, скорость и перемещение в направлении продольной оси путепровода, распространения сейсмической волны:  $7,22 \text{ м/с}^2$ ;  $0,62 \text{ м/с}$ ;  $0,18 \text{ м}$ . Вертикальное ускорение  $14 \text{ м/с}^2$ . Записи землетрясений взяты из Европейской базы данных сильных землетрясений [18].

Для дискретизации путепровод был разбит на 278 конечных элементов с учетом работы каждого типа конечного элемента. Вычисления проводились по неявной схеме с шагом по времени  $0,001 \text{ с}$ . Потеря энергии учитывалась в форме Рэлея.

Исследовано влияние натяжения арматурных канатов пролетного строения монолитного путепровода на статическое и динамическое напряженное состояние в трех вариантах:

- 1) арматурный канат в постнатяженном состоянии согласно проектным данным;
- 2) арматурный канат в постнатяженном состоянии с начальной деформацией в 2 раза меньше проектного значения;

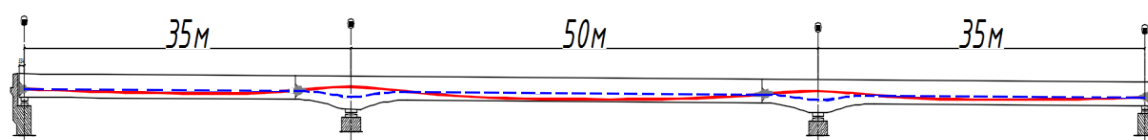
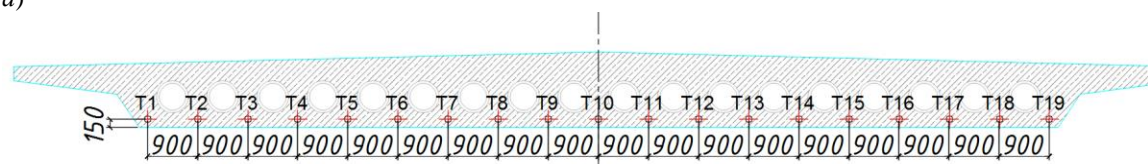


Рис. 4. Продольная схема ПС с расположением канатов постнатяжения:  
- - - - - нейтральная ось ПС; ————— канат постнатяжения в ПС

а)



б)

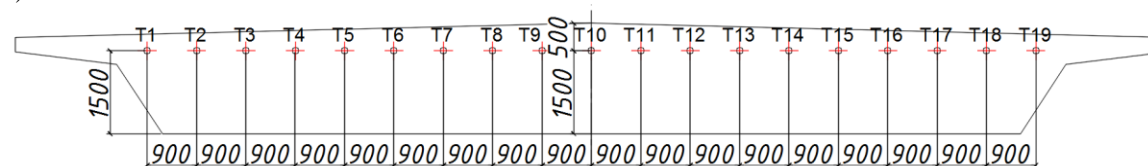


Рис. 5. Поперечная схема ПС с расположением канатов постнатяжения:  
а – в середине пролета; б – над промежуточной опорой

3) арматурный канат в ненапряженном состоянии.

На рис. 6 приведены графики изменения по времени нормального напряжения в верх-

ней (1) и нижней (2) частях в середине путе-  
провода при Газлийском землетрясении.

В табл. 2 представлены результаты расчетов изменения нормального напряжения в

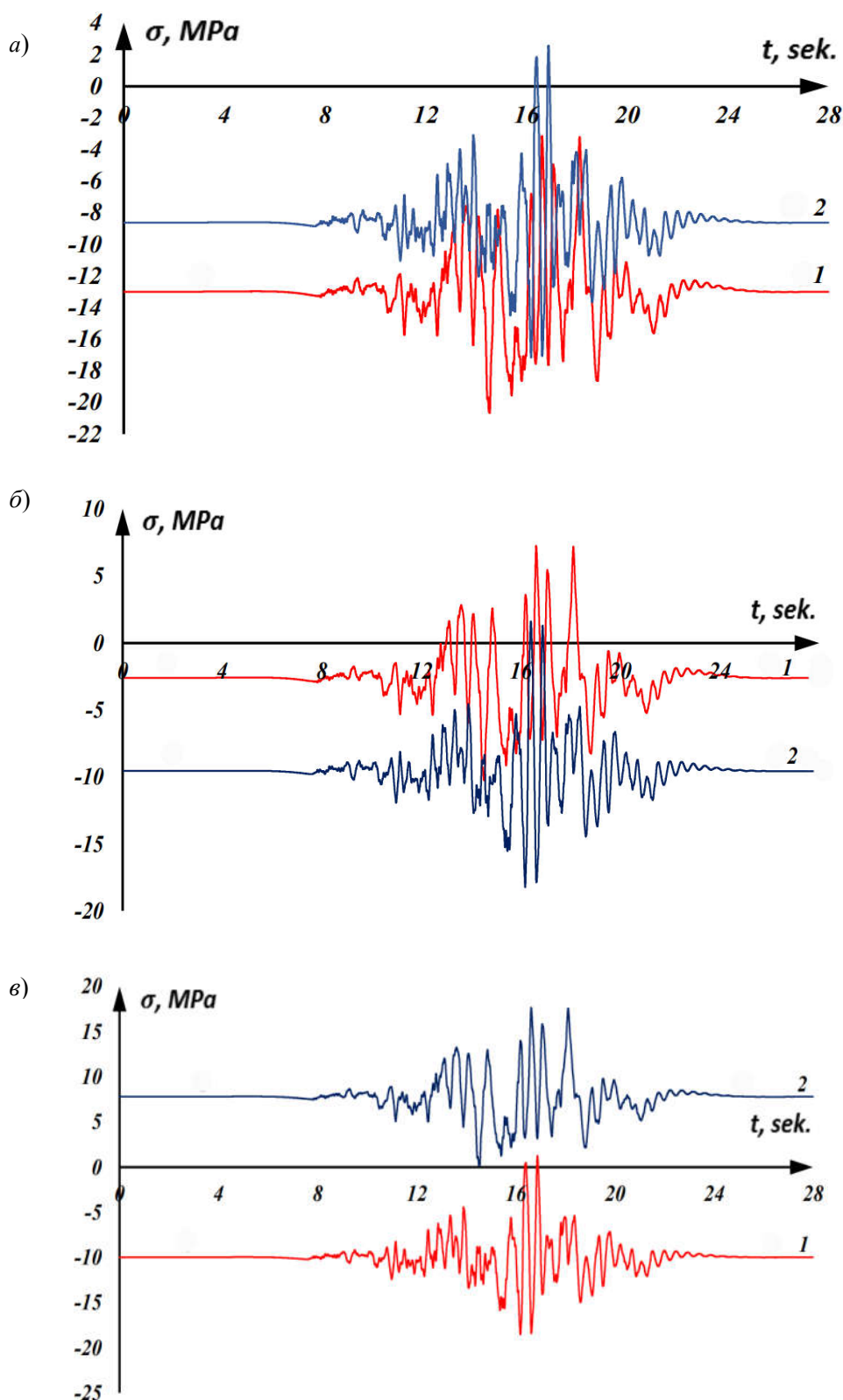


Рис. 6. Изменение по времени нормального напряжения в верхней (1) и нижней (2) частях в середине путепровода (Газлийское землетрясение):

а – первый вариант натяжения; б – второй вариант натяжения; в – третий вариант без натяжения

**Максимальные значения напряжений в верхней (1) и нижней (2) частях в середине путепровода**

Комбинация	Начальная деформация каната	Максимальное напряжение в верхней части, МПа	Максимальное напряжение в нижней части, МПа	Максимально допустимое напряжение по ШНК 2.05.03-2022, МПа
1. Арматурный канат в постнатяженном состоянии	–0,00504	–3,3036	2,2516	3,22
2. Арматурный канат в постнатяженном состоянии с начальной деформацией в 2 раза меньше проектного значения	–0,00252	1,2498	6,8166	3,22
3. Арматурный канат в ненапряженном состоянии	0	0,6797	17,372	3,22

верхних и нижних частях элементов пролетного строения неразрезного монолитного путепровода при Газлийском землетрясении для трех случаев натяжения арматуры.

Результаты расчетов на сейсмические воздействия неразрезного монолитного путепровода на основании существующих записей Газлийского землетрясения интенсивностью более 9 баллов в соответствии с ШНК 2.05.03-22 [21] были сопоставлены с допустимыми значениями напряжений для классов бетона. Для пролетного строения, изготовленного из бетона марки В50, допустимые напряжения при растяжении составляют 3,22 МПа.

По результатам расчета путепровода без предварительного напряжения каната (арматурный канат в ненапряженном состоянии) и с арматурным канатом в постнатяженном состоянии с начальной деформацией в 2 раза меньше проектной вычисленные значения оказались выше допустимых по нормативным документам значений напряжений на растяжение в 5,4 и 2,11 раза соответственно. Это показывает, что в этих случаях пролетное строение может разрушиться под действием землетрясения интенсивностью более 9 баллов по MSK-64. При сопоставлении значений с учетом натяжения каната (арматурный канат

в постнатяженном состоянии) расчетные значения напряжений не превышают предельных значений. По результатам расчетов во время землетрясения максимальное сжимающее напряжение в верхней части пролетного строения равно –3,3036 МПа, а максимальное растягивающее напряжение в нижней части – 2,2516 МПа. Постнатяжение каната предотвращает образование трещин в пролетном строении. В результате численного расчета сейсмостойкости неразрезного монолитного путепровода с учетом постнатяжения каната было выявлено, что путепровод сохраняет эксплуатационные характеристики при землетрясении интенсивностью более 9 баллов.

**Выводы**

По результатам проведенного исследования можно сделать следующие выводы:

1. Предложен способ учета постнатяжения стальных канатов в конечно-элементной модели неразрезного монолитного железобетонного автодорожного путепровода.

2. В путепроводах с неразрезным пролетным строением натяжение канатов играет важную роль. Для рассмотренного путепровода использованная степень натяжения стального каната позволяет выдерживать землетрясение интенсивностью более 9 баллов.

**Список источников**

1. Jancy A., Stolarski A., Zychowicz J. Experimental and Numerical Research of Post-Tensioned Concrete Beams // Materials. 2023. Vol. 16, No. 11. P. 4141.
2. Numerical shear of post-tensioned beams with inverted-U shaped reinforcements / M. Khatib, Z. Abou Saleh, O. Baalbaki, Z. Hamdan // Magazine of Civil Engineering. 2022. Vol. 110, No. 2. P. 11006.
3. Dinh P. T. Numerical modeling techniques and investigation into the flexural behavior of two way posttensioned concrete slabs with profiled steel sheeting // Structural Concrete. 2023. Vol. 24, No. 2. P. 2674–2698.
4. Menga A. Corrosion induced damages and failures of posttensioned bridges: A literature review // Structural Concrete. 2023. Vol. 24, No. 1. P. 84–99.



5. Zaki R. I. K., Risan H. K. Systematic review for behavior of post-tensioned concrete members with different tendon bonding conditions // *Computational Engineering and Physical Modeling*. 2022. Vol. 5, No. 1. P. 36–49.
6. Mohammed A. H., Taysi N. Modelling of bonded and unbonded post-tensioned concrete flat slabs under flexural and thermal loading // *Structural Engineering and Mechanics*. 2017. Vol. 62, No. 5. P. 595–606.
7. Piras S., Palermo A., Saiid Saiidi M. State-of-the-art of posttensioned rocking bridge substructure systems // *Journal of Bridge Engineering*. 2022. Vol. 27, No. 3. P. 03122001.
8. Dangol I., Pantelides C. P. Resilient posttensioned bridge bent with buckling restrained brace // *Journal of Bridge Engineering*. 2022. Vol. 27, No. 2. P. 04021107.
9. Dangol I., Pantelides C. P. Seismic analysis of posttensioned and hybrid bridge bents with buckling restrained braces // *Journal of Bridge Engineering*. 2023. Vol. 28, No. 2. P. 04022146.
10. Huang Y., Kang T. H. K. Modeling of sliding behavior of unbonded tendons in post-tensioned concrete members // *ACI Structural Journal*. 2018. Vol. 115, No. 4. P. 1153.
11. Cheng X., Zhang W., Liu B. Vertical seismic response of a box bridge strengthened with posttensioned, prestressed CFRP sheets // *Australian Journal of Structural Engineering*. 2019. Vol. 20, No. 2. P. 75–88.
12. Calculation of the stress-strain state of monolithic bridges on the action of real seismic impacts / U. Shermukhamedov, I. Mirzaev, A. Karimova, D. Askarova // *E3S Web of Conferences*. 2023. Vol. 401. P. 05080. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202340105080>.
13. Uzdin A., Prokopovich S. Some principles of generating seismic input for calculating structures // *E3S Web of Conferences*. 2019. Vol. 157. P. 06021 (2020).
14. Important feature of calculating bridges under seismic action / L. Smirnova, A. Uzdin, N. Polorotova, M. Freze // *E3S Web of Conferences*. 2020. Vol. 157. P. 06020.
15. Influence of the vertical earthquake component on the shear vibration of buildings on sliding foundations / I. Mirzaev, A. Yuvmitov, M. Turdiev, J. Shomurodov // *E3S Web of Conferences*. 2021. Vol. 264. P. 02022. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202126402022>.
16. Kosimov E., Mirzaev I., Bekmirzaev D. Comparison of the impacts of harmonic and seismic waves on an underground pipeline during the Gazli earthquake // *IOP Conf. Series : Materials Science and Engineering*. 2021. Vol. 1030. P. 012082. DOI 10.1088/1757-899X/1030/1/012082.
17. Shermukhamedov U. Z., Karimova A. B., Zakirov B. S. Calculation of continuous reinforced concrete bridges and overpasses inseismically // *E3S Web of Conferences*. 2023. Vol. 401. P. 01078.
18. Internet site for European strong-motion data / N. N. Ambraseys, P. Smit, J. Douglas [et al.] // *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*. 2004. Vol. 45 (3).
19. Study of the uplift of buried pipelines in liquefied soils based on the earthquake record / B. Mardonov, I. Mirzaev, N. Nishonov [et al.] // *E3S Web of Conference*. 2024. Vol. 515. P. 04009.
20. КМК 2.01.03-19. Строительство в сейсмических районах. Ташкент, 2019. 111 с.
21. ПИHK 2.05.03-22. Мосты и трубы. Ташкент, 2023. 398 с.

## References

1. Jancy A., Stolarski A., Zychowicz J. Experimental and Numerical Research of Post-Tensioned Concrete Beams. *Materials*. 2023;16(11):4141.
2. Khatib M., Abou Saleh Z., Baalbaki O., Hamdan Z. Numerical shear of post-tensioned beams with inverted-U shaped reinforcements. *Magazine of Civil Engineering*. 2022;110(2):11006.
3. Dinh P. T. Numerical modeling techniques and investigation into the flexural behavior of two way posttensioned concrete slabs with profiled steel sheeting. *Structural Concrete*. 2023;24(2):2674–2698.
4. Menga A. Corrosion induced damages and failures of posttensioned bridges: A literature review. *Structural Concrete*. 2023;24(1):84–99.
5. Zaki R. I. K., Risan H. K. Systematic review for behavior of post-tensioned concrete members with different tendon bonding conditions. *Computational Engineering and Physical Modeling*. 2022;5(1):36–49.
6. Mohammed A. H., Tayşi N. Modelling of bonded and unbonded post-tensioned concrete flat slabs under flexural and thermal loading. *Structural Engineering and Mechanics*. 2017;62(5):595–606.
7. Piras S., Palermo A., Saiid Saiidi M. State-of-the-art of posttensioned rocking bridge substructure systems. *Journal of Bridge Engineering*. 2022;27(3):03122001.
8. Dangol I., Pantelides C. P. Resilient posttensioned bridge bent with buckling restrained brace. *Journal of Bridge Engineering*. 2022;27(2):04021107.
9. Dangol I., Pantelides C. P. Seismic analysis of posttensioned and hybrid bridge bents with buckling restrained braces. *Journal of Bridge Engineering*. 2023;28(2):04022146.
10. Huang Y., Kang T. H. K. Modeling of sliding behavior of unbonded tendons in post-tensioned concrete members. *ACI Structural Journal*. 2018;115(4):1153.
11. Cheng X., Zhang W., Liu B. Vertical seismic response of a box bridge strengthened with posttensioned, prestressed CFRP sheets. *Australian Journal of Structural Engineering*. 2019;20(2):75–88.

12. Shermukhamedov U., Mirzaev I., Karimova A., Askarova D. Calculation of the stress-strain state of monolithic bridges on the action of real seismic impacts. *E3S Web of Conferences*. 2023;401:05080. DOI <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202340105080>.
13. Uzdin A., Prokopovich S. Some principles of generating seismic input for calculating structures. *E3S Web of Conferences*. 2019;157:06021. (2020).
14. Smirnova L., Uzdin A., Polorotova N., Freze M. Important feature of calculating bridges under seismic action. *E3S Web of Conferences*. 2020;157:06020.
15. Mirzaev I., Yuvmitov A., Turdiev M., Shomurodov J. Influence of the vertical earthquake component on the shear vibration of buildings on sliding foundations. *E3S Web of Conferences*. 2021;264:02022. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202126402022>.
16. Kosimov E., Mirzaev I., Bekmirzaev D. Comparison of the impacts of harmonic and seismic waves on an underground pipeline during the Gazli earthquake. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. 2021;1030:012082. DOI 10.1088/1757-899X/1030/1/012082.
17. Shermukhamedov U. Z., Karimova A. B., Zakirov B. S. Calculation of continuous reinforced concrete bridges and overpasses in seismically. *E3S Web of Conferences*. 2023;401:01078.
18. Ambraseys N. N., Smit P., Douglas J. [et al.]. Internet site for European strong-motion data. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*. 2004. Vol. 45 (3).
19. Mardonov B., Mirzaev I., Nishonov N. [et al.]. Study of the uplift of buried pipelines in liquefied soils based on the earthquake record. *E3S Web of Conference*. 2024;515:04009.
20. KMK 2.01.03-19. Construction in seismic areas. Tashkent; 2019. 111 p. (In Russ.).
21. ShNK 2.05.03-22. Bridges and pipes. Tashkent; 2023. 398 p. (In Russ.).

### **Информация об авторах**

*И. Мирзаев* – профессор кафедры «Прикладная механика» Ташкентского государственного транспортного университета, доктор физико-математических наук, профессор.

*У. З. Шермухамедов* – заведующий кафедрой «Мосты и тоннели» Ташкентского государственного транспортного университета, доктор технических наук, профессор.

*А. Р. Абдуллаев* – базовый докторант кафедры «Мосты и тоннели» Ташкентского государственного транспортного университета.

*А. Б. Каримова* – старший преподаватель кафедры «Мосты и тоннели» Ташкентского государственного транспортного университета.

*М. М. Собирова* – базовый докторант кафедры «Мосты и тоннели» Ташкентского государственного транспортного университета.

### **Information about the authors**

*I. Mirzaev* – Professor of the Applied Mechanics Department, Tashkent State Transport University, Professor, Doctor of Physical and Mathematical Sciences.

*U. Z. Shermukhamedov* – Head of the Bridges and Tunnels Department, Tashkent State Transport University, Professor, Doctor of Engineering.

*A. R. Abdullaev* – Basic Doctoral Student of the Bridges and Tunnels Department, Tashkent State Transport University.

*A. B. Karimova* – Senior Lecturer of the Bridges and Tunnels Department, Tashkent State Transport University.

*M. M. Sobirova* – Basic Doctoral Student of the Bridges and Tunnels Department, Tashkent State Transport University.

Статья поступила в редакцию 21.05.2024; одобрена после рецензирования 10.06.2024; принята к публикации 12.07.2024.

The article was submitted 21.05.2024; approved after reviewing 10.06.2024; accepted for publication 12.07.2024.

## СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья  
УДК 624.21/.8  
doi 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_92

### Применение подбалластных виброматов на железнодорожных железобетонных пролетных строениях с ездой на балласте и сопрягаемых участках земляного полотна

Илья Витальевич Засухин<sup>1✉</sup>, Алексей Владимирович Паторняк<sup>2</sup>,  
Иван Владимирович Чаплин<sup>3</sup>, Стефан Васильевич Ефимов<sup>4</sup>, Дмитрий Анатольевич Райлян<sup>5</sup>

<sup>1,2,3,4</sup> Сибирский государственный университет путей сообщения, Новосибирск, Россия

<sup>5</sup> «Гавари Рейлвейс», Москва, Россия

<sup>1</sup> zasukhiniv@mail.ru✉

<sup>2</sup> patornyak\_av@mail.ru

<sup>3</sup> ivannumber1\_chaplin@mail.ru

<sup>4</sup> esvmt@mail.ru

<sup>5</sup> d.raylyan@gavaryrailways.com

**Аннотация.** В данной статье рассматривается применение виброматов на железобетонных пролетных строениях железнодорожных мостов с ездой на балласте и сопрягаемых участках земляного полотна. Проведены численные эксперименты на железобетонных пролетных строениях мостов с использованием конечно-элементного моделирования в программном комплексе Midas FEA. Представлены результаты расчета жесткости различных типов подрельсового основания, включая разную конструкцию рельсошпальной решетки, балластный слой с разным модулем упругости и уложенные под балласт виброматы. Построены пространственные эпюры вертикального давления по поверхности плиты балластного корыта с учетом жесткости подрельсового основания, представляющие собой графики распределения давления через элементы верхнего строения пути в толще балластного слоя. Установлено, что жесткость подрельсового основания при наличии виброматов снижается, это приводит к уменьшению величины ординат пространственной эпюры вертикального давления по плите балластного корыта путем включения в работу большего по длине участка рельсошпальной решетки. Выполнен расчет грузоподъемности плиты балластного корыта при наличии виброматов, в результате которого отмечено увеличение минимальных классов по грузоподъемности плиты балластного корыта до 30 % за счет снижения давления под шпалой в подрельсовом сечении. Динамический расчет свидетельствует о наличии просадок не более 20 мм при наработке тоннажа до 330 млн т брутто на равноупругом пути с матами на пролетном строении и подходах, что обеспечивает равноупругость пути, отсутствие «предмостовых ям» и равноресурсность пути в зоне сопряжения насыпи с мостовым сооружением.

**Ключевые слова:** подбалластные виброматы, езда на балласте, железнодорожное железобетонное пролетное строение, верхнее строение пути, конечно-элементное моделирование, пролетное строение, грузоподъемность плиты, земляное полотно

**Для цитирования:** Применение подбалластных виброматов на железнодорожных железобетонных пролетных строениях с ездой на балласте и сопрягаемых участках земляного полотна / И. В. Засухин, А. В. Паторняк, И. В. Чаплин, С. В. Ефимов, Д. А. Райлян // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2024. № 4 (71), спецвыпуск. С. 92–100. DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_92.

## BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

### The use of sub-ballast vibration mats on railway reinforced concrete superstructures with ballast riding and mating sections of the roadbed

Ilya V. Zasukhin<sup>1✉</sup>, Alexey V. Patornyak<sup>2</sup>, Ivan V. Chaplin<sup>3</sup>, Stefan V. Efimov<sup>4</sup>, Dmitriy A. Raylyan<sup>5</sup>

<sup>1,2,3,4</sup> Siberian Transport University, Novosibirsk, Russia

<sup>5</sup> Gavari Railways, Moscow, Russia

<sup>1</sup> zasukhiniv@mail.ru✉

<sup>2</sup> patornyak\_av@mail.ru

<sup>3</sup> ivannumber1\_chaplin@mail.ru

<sup>4</sup> esvmt@mail.ru

<sup>5</sup> d.raylyan@gavaryrailways.com

**Abstract.** This article discusses the use of vibration mats on the superstructures of railway bridges with ballast riding and mating sections of the roadbed. Numerical experiments were carried out using finite element modeling in the Midas FEA software package. The article presents the results of calculating the stiffness of various types of sub-rail base, different design of the rail grating, a ballast layer with different modulus of elasticity and sub-ballast vibration mats laid under the ballast. Spatial diagrams of vertical pressure along the surface of the ballast trough slab were constructed, taking into account the rigidity of the under-rail base, indicating graphs of pressure distribution through the elements of the superstructure of the track in the thickness of the ballast layer. It has been established that the rigidity of the under-rail base in the presence of vibrating mats decreases, which leads to a decrease in the ordinate value of the spatial diagram of vertical pressure along the ballast trough slab, by including a longer section of the rail and sleeper grid in the work. A calculation of the load-carrying capacity of the ballast trough slab in the presence of vibrating mats was carried out, as a result of which an increase in the minimum classes for the load-carrying capacity of the ballast trough slab up to 30% was noted. The dynamic calculation indicates the presence of subsidence of no more than 20 mm with a tonnage production of up to 330 million tons gross on an equally elastic path with mats on the superstructure and approaches, which ensures equal elasticity of the path, the absence of "bridge pits" and equal resource life of the path in the area where the embankment meets the bridge structure.

**Keywords:** sub-ballast vibration mats, riding on ballast, railway superstructure, upper structure of the track, finite element modeling, reinforced concrete superstructure, slab load-carrying capacity, roadbed

**For citation:** Zasukhin I. V., Patornyak A. V., Chaplin I. V., Efimov S. V., Raylyan D. A. The use of sub-ballast vibration mats on railway reinforced concrete superstructures with ballast riding and mating sections of the roadbed. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2024;(71):92–100. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265\_2024\_71\_92.

## Введение

Мостовые сооружения являются одним из важнейших элементов транспортной инфраструктуры, играющих ключевую роль в обеспечении перемещения грузов и пассажиров по всей стране. Движение поездов по мостам вызывает колебания и вибрации, которые не только приводят к дополнительным динамическим нагрузкам на основные несущие элементы мостов [1–4], но и через опоры передаются на грунтовое основание и далее на расположенные рядом сооружения. Эти вибрации могут оказывать негативное влияние на жизнедеятельность людей. Одним из способов снижения вибрации и структурного шума является применение виброматов – эластичных прокладок, которые, в зависимости от типа конструкции мостового полотна, устанавливаются под балластным слоем или безбалластными плитами [5]. Кроме того, их применяют и для устройства участков переменной жесткости между различными конструкциями верхнего строения пути [6–8] на подходах к мостовым сооружениям.

Цель исследования – изучение влияния подбалластных виброматов на распределение давления по плите балластного корыта железобетонных пролетных строений (ПС) железнодорожных мостов.

### Материалы и методы исследования распределения давления по плите балластного корыта

В течение длительного времени в СибНИИ мостов СГУПС проводили теоретические и

практические работы по изучению распределения давления в толще балластного слоя от железнодорожной нагрузки. Целью этих исследований было снижение материалоемкости при проектировании плиты балластного корыта за счет уточнения его фактического напряженно-деформированного состояния от эксплуатационных нагрузок. В результате были установлены функциональные зависимости величины вертикального давления в любой точке поверхности основания балластного слоя от конфигурации верхнего строения пути и физико-механических параметров его элементов. Полученные зависимости можно использовать при проектировании как железобетонных, так и ортотропных металлических балластных корыт [9].

Исходными данными для расчета распределения давления на плиту балластного корыта ПС являются напряжения в зоне контакта шпалы с балластом. Для их определения разработана универсальная методика, подходящая для различных типов жесткости подрельсового основания, включая ортотропную или железобетонную плиту балластного корыта, а также разные типы балластного слоя.

По данным экспериментальных и теоретических исследований, проведенных в России и за рубежом, установлено, что модуль упругости щебеночного балластного слоя может находиться в диапазоне от 50 до 480 МПа [9, 10]. В программном комплексе Midas FEA была создана объемная конечно-элементная модель

фрагмента балластного корыта железобетонного ПС. Общий вид модели приведен на рис. 1. Нагрузка на ось 25 тс является наиболее тяжелой из обращающихся на сети железных дорог ОАО «РЖД», поэтому в качестве внешнего усилия принята одна ось с нагрузкой на рельс  $P_p = 123$  кН. Влияние вибратора моделировали путем изменения модуля упругости нижнего слоя балласта на высоту вибратора, что снижало общую жесткость подрельсового основания. В табл. 1 представлены результаты вычисления жесткости подрельсо-

вого основания по данным упругой просадки подрельсового сечения, полученного методом конечных элементов.

Как видно из табл. 1, при среднем модуле упругости балласта около 300 МПа жесткость подрельсового основания для пути на железобетонных шпалах уменьшилась в 3,6 раза, что приводит к уменьшению величины ординат пространственной эпюры вертикального давления по плите балластного корыта путем включения в работу большего по длине участка рельсошпальной решетки.

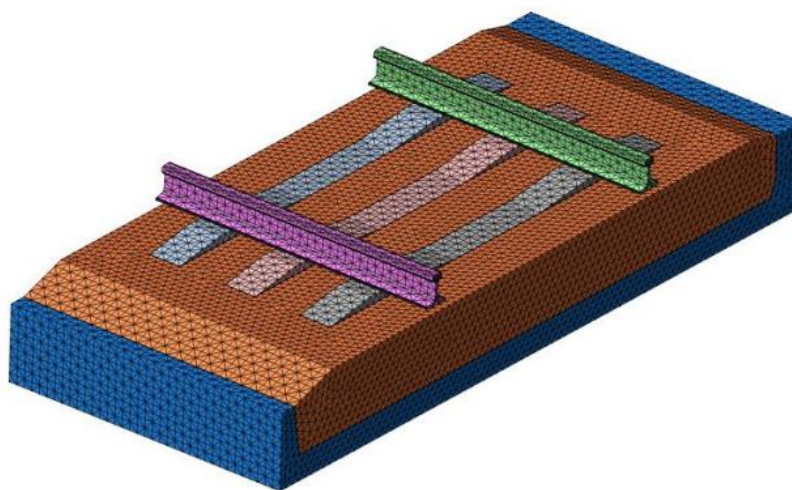


Рис. 1. Объемная конечно-элементная модель фрагмента балластного корыта железобетонного пролетного строения

Таблица 1

**Жесткость подрельсового основания для железобетонного балластного корыта при толщине балласта под шпалой 25 см**

Рельсошпальная решетка	Модуль упругости балласта $E_b$ , МПа	Прогиб рельса по результатам КЭ модели, мм	Жесткость подрельсового основания $E_{п.о}$ , МПа
<i>Без вибратора</i>			
Деревянная шпала типа ІА + рельсы Р65, эпюра шпал 2 000 шт./км	100	0,36	300
	200	0,28	415
	300	0,23	530
	400	0,20	645
Железобетонная шпала типа Ш1-М + рельсы Р65, эпюра шпал 2 000 шт./км	100	0,22	570
	200	0,16	865
	300	0,13	1 150
	400	0,12	1 250
<i>С уложенным матом Gener V2-LK толщиной 30 мм на горизонтальную поверхность и матом Gener V2-WK толщиной 25 мм на вертикальную поверхность</i>			
Деревянная шпала типа ІА + рельсы Р65, эпюра шпал 2 000 шт./км	100	0,93	85
	200	0,85	95
	300	0,80	100
	400	0,77	110
Железобетонная шпала типа Ш1-М + рельсы Р65, эпюра шпал 2 000 шт./км	100	0,43	235
	200	0,37	285
	300	0,34	320
	400	0,32	350

**Результаты исследования влияния укладки  
подбалластного вибратора на  
грузоподъемность плиты балластного корыта**

В качестве примера рассмотрим железобетонное железнодорожное пролетное строение, выполненное по типовому проекту инв. № 2272 расчетной длиной 4,5 м, приведенное на рис. 2.

Внутренние усилия в расчетных сечениях плиты балластного корыта от местного изгиба, вызванного действием приложенной внешней нагрузки, возможно определить с помощью построения пространственной эпюры давления, действующей по ее поверхности. Алгоритм расчета внутренних усилий в плите балластного корыта и подкрепляющих ее элементов при местном воздействии нагрузки состоит из последовательности следующих действий:

- назначение конструкции верхнего строения пути и модуля упругости балластного слоя;
- создание конечно-элементной модели рассчитываемого ПС или его фрагмента для получения поверхностей влияния интересующих внутренних усилий в исследуемом элементе;
- расстановка шпал по длине и ширине балластного корыта с учетом их эпюры и эксцентриситета пути;
- определение величины осевых нагрузок;
- расстановка осей поездной нагрузки;
- определение вертикального давления под нижней постелью каждой шпалы от всех осей временной нагрузки, размещающихся по длине расчетной модели или в пределах ненулевых ординат поверхности влияния внутренних усилий в плите балластного корыта или подкрепляющих ее элементов;
- определение эпюры давления по плите балластного корыта;

– сведение эпюры давления к силам путем умножения ординаты эпюры давления на площадь участка сетки;

– определение внутреннего усилия в плите балластного корыта путем умножения сил на соответствующие им ординаты поверхности влияния.

Для плиты балластного корыта контролируются прочность сечения по изгибающему моменту и поперечной силе у ребра балок на внешней и внутренней консолях в начале и середине ПС.

Поверхность влияния изгибающего момента и поперечной силы в плите балластного корыта определяется по пространственной плитно-балочной конечно-элементной модели. Пример поверхности влияния изгибающего момента во внешней консоли плиты показан на рис. 3.

Для каждой поверхности влияния итерационным путем определяется расчетное положение подвижной нагрузки. В качестве эталонной нагрузки принимается временная вертикальная нагрузка по схеме С1, которая определена 8-осным электровозом и 16-осным транспортером с осевыми нагрузками 23,1 кН в различных комбинациях с тяжелыми нагрузками 1 тс/м пути. К указанным выше нагрузкам для малых длин загрузки дополнительно рассматривают две отдельные перегруженные оси по 24,5 кН (с расстояниями между ними 1,5 м для локомотивов и 1,2 м для транспортеров). Для плиты железобетонного пролетного строения наихудшим вариантом являются две отдельные перегруженные оси по 24,5 кН каждая, с расстояниями между ними 1,2 м. Толщина балласта под шпалой принята 25 см.

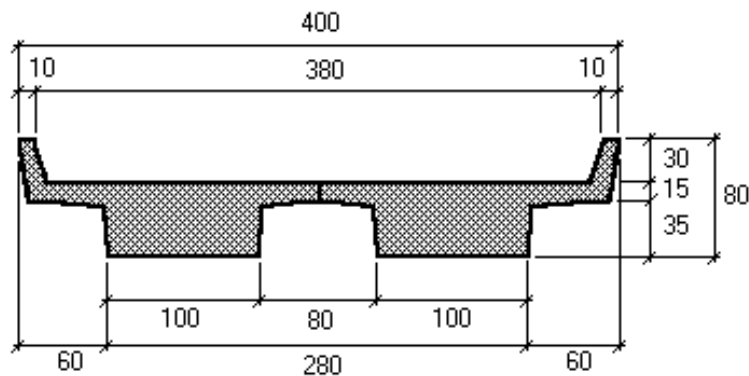


Рис. 2. Поперечное сечение пролетного строения



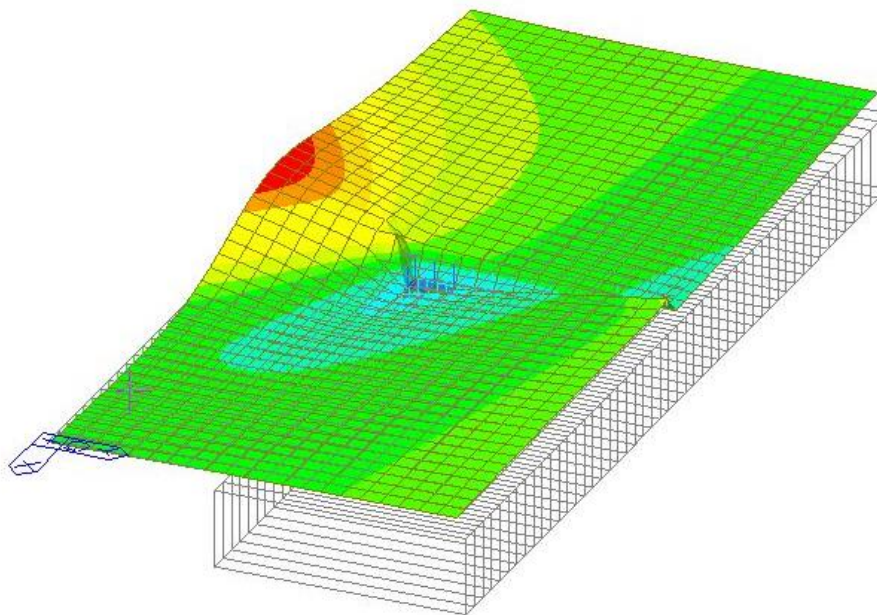


Рис. 3. Поверхность влияния изгибающего момента в сечении плиты балластного корыта, отнесенного к единице длины, в середине пролетного строения

а)

б)

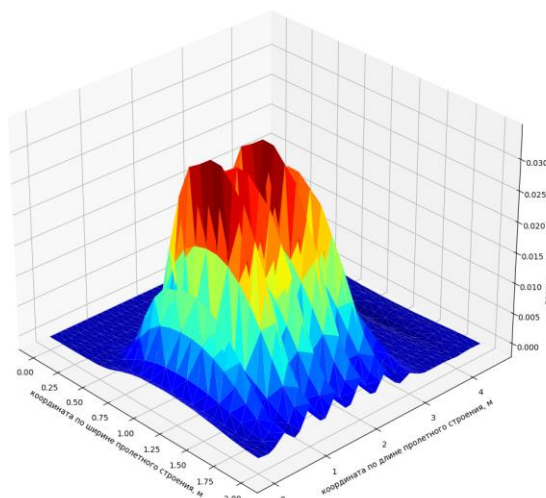
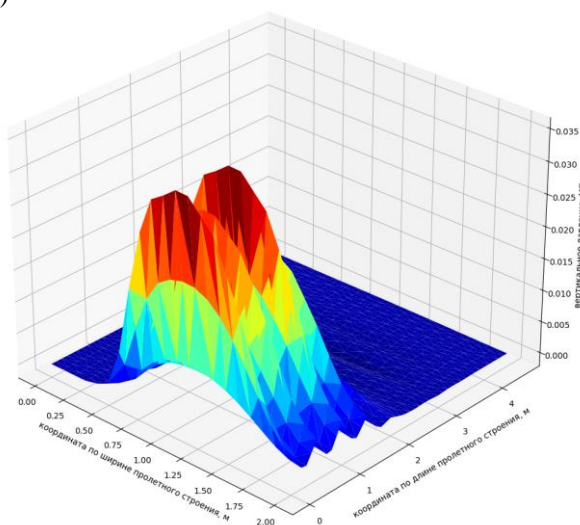


Рис. 4. Поверхность давления от временной нагрузки в ее экстремальном положении для сечения внутренней консоли плиты:

а – в начале пролетного строения; б – в середине пролетного строения

Примеры поверхностей давления по плите балластного корыта в контролируемых сечениях от поездной нагрузки С1 приведены на рис. 4. Экстремальное положение нагрузки определено итерационным способом.

Итоговые значения предельной несущей способности и расчетных воздействий от учитываемых нагрузок для назначенных мест проверки, а также результаты расчета допустимых классов нагрузки по схеме СК представлены в табл. 2. Укладка вибромата повы-

сила максимальное допустимое воздействие от временной нагрузки на величину до 30 %.

#### Результаты исследования обеспечения равноупругости основания пути на сопрягаемых участках земляного полотна мостами при применении упругих матов в верхнем строении пути

Укладка упругих матов уменьшает модуль упругости пути, что приводит, с одной стороны, к увеличению упругой осадки пути под подвижным составом, с другой стороны, к

снижению напряжений в элементах верхнего строения пути и на основной площадке земляного полотна [11, 12]. Наличие неравноупругости пути требует устройства участков переменной жесткости, отсутствие которых приведет к возникновению дополнительных динамических сил в местах сопряжения участков пути с упругими матами и без них, а следовательно, к дополнительным вибрациям несущих элементов мостовых сооружений. Для оценки влияния подбалластных матов были выполнены квазистатические и динамические расчеты. Квазистатический расчет напряжений в элементах верхнего строения пути и на основной площадке земляного полотна выполнен в соответствии с Правилами производства расчетов верхнего строения железнодорожного пути на прочность и Методикой оценки воздействия подвижного состава на путь по условиям обеспечения его надежности. Динамический расчет произведен с учетом модуля упругости подрельсового основа-

ния, который определяет ряд показателей взаимодействия подвижного состава и пути, в том числе величину воздействия на путь подвижного состава с различными осевыми и погонными нагрузками, скоростей движения нового и модернизированного подвижного состава, интенсивность накопления остаточных деформаций.

Результаты расчета напряжений в элементах верхнего строения пути и на основной площадке земляного полотна [11, 12] приведены в табл. 3.

Из табл. 3 видно следующее: на переходном участке у мостовых сооружений в пределах мягкого въезда по устою модуль упругости изменяется на 186 %, при этом напряжения в балласте возрастают на 42 %, а на основной площадке земляного полотна – на 39 %. Это происходит за счет изменения жесткости подрельсового основания на основной площадке земляного полотна и на участке сопряжения с мостовым сооружением.

Таблица 2

Результаты расчета допустимых классов эталонной нагрузки СК для контролируемых сечений плиты балластного корыта

Элемент	Вид расчета	Несущая способность элемента	Воздействие от постоянной нагрузки	Допускаемое воздействие от временной нагрузки	Усилие от расчетного воздействия нагрузки С1	Класс элемента	
						без укладки вибромата	с укладкой вибромата
Консоль внешняя	Изгибающий момент, тс·м	2,37	0,420	1,950	0,0030	504,6	645,9
Консоль внутренняя		2,37	0,210	2,160	0,0485	<b>34,8</b>	<b>44,60</b>
Консоль внешняя	Поперечная сила, тс	13,97	0,950	13,02	0,0103	1039,1	1330,0
Консоль внутренняя		13,97	0,260	13,71	0,0630	170,0	217,6

Таблица 3

Напряжения в элементах верхнего строения пути и на основной площадке земляного полотна

Параметр	Значение параметра		Изменение параметра, %
Модуль пути, МПа	70 (на насыпи)	200 (перед и за мостом)	186
Сила на рельс, кН	134,9	144,5	7
Сила на шпалу, кН	45,2	64,4	42
Напряжение в балласте, МПа	0,15	0,21	42
Напряжение на основной площадке земляного полотна, МПа	0,06	0,08	39

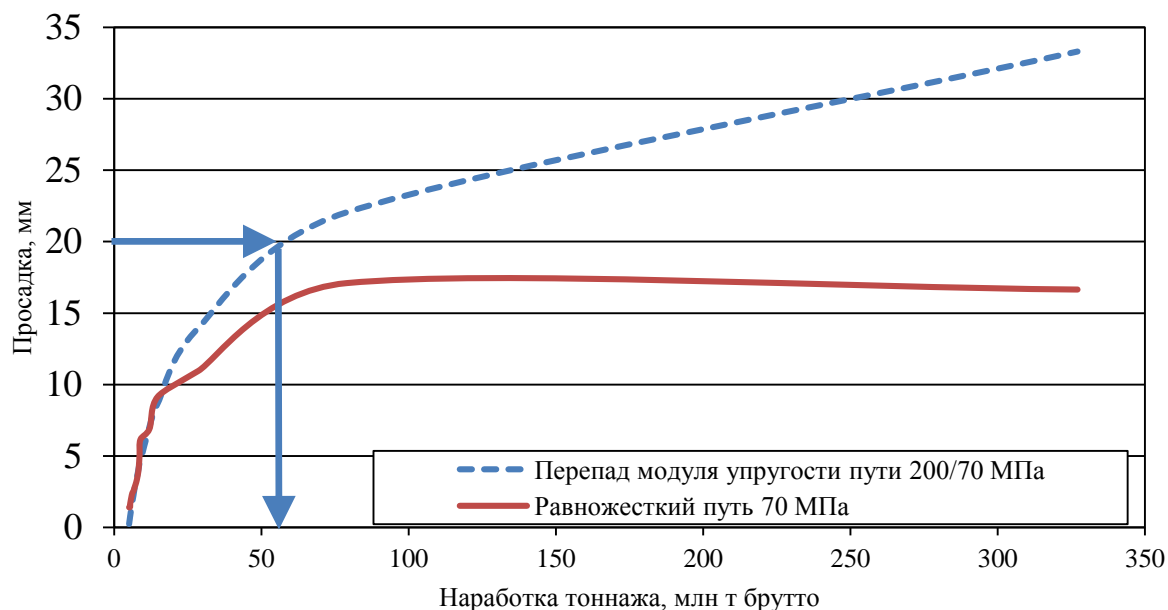


Рис. 5. Графики развития просадки пути с перепадом модуля упругости с 200 до 70 МПа и равножесткого пути с модулем упругости 70 МПа

Увеличение напряжений на уровне основной площадки земляного полотна приведет к образованию «предмостовых ям» и к ускоренной деградации защитного слоя гидроизоляции балластных корыт на эстакадах.

Результаты динамических расчетов для пути с однородной жесткостью (пути равной жесткости) и для пути с перепадом жесткости 200/70 МПа приведены на рис. 5.

Из полученных результатов видно, что на равножестком пути просадки не достигают величины 20 мм при наработке тоннажа до 330 млн т брутто, при этом на пути с перепадом модуля упругости с 200 МПа в пределах устоев моста до 70 МПа на земляном полотне с упругими матами просадка 20 мм развивается через 60 млн т брутто пропущенного тоннажа.

#### Выводы

По результатам проведенного исследования можно сделать следующие основные выводы:

1. Была дополнена методика определения величины вертикального давления в любой точке поверхности основания балластного слоя от физико-механических параметров верхнего строения пути путем учета влияния подбалластного вибромата на итоговую жесткость подрельсового основания.

2. Жесткость подрельсового основания для пути на железобетонных шпалах за счет укладки вибромата уменьшилась в 3,6 раза, что приводит к снижению величины вертикального давления, сопровождающемуся уменьшением величины ординат пространственной эпюры вертикального давления по плите балластного корыта, путем включения в работу большего по длине участка рельсошпальной решетки.

3. На примере железнодорожного железобетонного пролетного строения показано увеличение класса по грузоподъемности плиты балластного корыта на величину до 30 %.

4. Динамический расчет показал, что на равноупругом пути с матами на пролетном строении и подходах просадки не достигают величины 20 мм при наработке тоннажа до 330 млн т брутто.

Таким образом, применение подбалластных виброматов положительно влияет на работу плиты балластного корыта, уменьшая давление на погонный метр ее поверхности и тем самым повышает ее грузоподъемность, а сплошная укладка упругих подбалластных матов обеспечит равноупругость пути, отсутствие «предмостовых ям» и равноресурсность пути в зоне сопряжения насыпи с мостовым сооружением.

## Список источников

1. Яшнов А. Н. Методология сквозного мониторинга Технического состояния мостовых сооружений в их жизненном цикле : специальность 2.1.8 «Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей» : диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук / Яшнов Андрей Николаевич ; Сибирский государственный университет путей сообщения. Новосибирск, 2023. 376 с.
2. Ефимов С. В., Жунев К. О. Моделирование динамического взаимодействия подвижного состава и железнодорожных мостов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2020. № 22 (6). С. 154–166.
3. Жунев К. О. Динамическое воздействие подвижной нагрузки на сварные пролетные строения // Наука и практика в решении стратегических и тактических задач устойчивого развития России : сборник научных статей по итогам Национальной научно-практической конференции. Санкт-Петербург : Культинформ-пресс, 2019. С. 9–12.
4. Луковников Е. Е., Дьяченко Л. К., Смирнов И. М. Динамическая работа пролетных строений в условиях высокоскоростного движения // Путевой навигатор. 2024. № 58 (84). С. 62–68.
5. Паторняк А. В., Ефимов С. В., Чаплин И. В. Применение подбалластных виброматов на мостовых сооружениях // Транспорт. Транспортные сооружения. Экология. 2023. № 4. С. 43–53.
6. Усов Д. А. Моделирование участков переменной жесткости перед искусственными сооружениями // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2021. № 1 (56). С. 79–85.
7. Подход к подбору параметров конструкций переменной жесткости в зоне примыкания к устоям искусственных сооружений / А. Л. Ланис, Д. А. Усов, П. О. Ломов, И. О. Гребенников // Вестник Ростовского государственного университета путей сообщения. 2022. № 1 (85). С. 143–152.
8. Suiker A. S. J. The mechanical behavior of ballasted railway tracks. [S. l.] : Delf Univ. Press, 2002. 247 p.
9. Засухин И. В. Определение эпюры давления по поверхности металлической ортотропной плиты балластного корыта пролетного строения от местного действия нагрузки // Транспортные сооружения. 2021. № 2. С. 30.
10. Shih J.-Y., Thompson D., Zervos A. Assessment of track-ground coupled vibration induced by high-speed trains // ICSV 21. The 21<sup>st</sup> International congress on sound and vibration. Beijing/Chin, 2014. P. 1–8.
11. Райлян Д. А. Разработка специализированных материалов – матов подбалластных для применения на сети железных дорог в целях снижения вибрационного воздействия и структурного шума от подвижного состава // Актуальные проблемы техносферной безопасности : сборник научных материалов V Национальной научно-практической конференции. Москва : Российский университет транспорта (МИИТ), 2023. С. 32–37.
12. Райлян Д. А., Апатцев В. И., Климова Д. В. Прогноз уровней вибрационного воздействия и структурного шума при реконструкции станции Лобня МЦД-1 // Наука и техника транспорта. 2022. № 2. С. 83–91.

## References

1. Yashnov A. N. Methodology of end-to-end monitoring of the technical condition of bridge structures in their life cycle. Specialty 2.1.8 Design and construction of roads, subways, airfields, bridges and transport tunnels. Dissertation for the Degree of Doctor of Engineering. Yashnov Andrey Nikolaevich; Siberian Transport University. Novosibirsk; 2023. 376 p. (In Russ.).
2. Efimov S. V., Zhunev K. O. Modeling of dynamic interaction of rolling stock and railway bridges. *Bulletin of Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2020;22(6):154–166. (In Russ.).
3. Zhunev K. O. Dynamic impact of moving load on welded superstructures. *Science and Practice in Solving Strategic and Tactical Problems of Sustainable Development of Russia: Proceedings of Scientific Articles Following the Results of the National Scientific and Practical Conference*. Saint Petersburg: Kult-inform-press; 2019. P. 9–12. (In Russ.).
4. Lukovnikov E. E., Dyachenko L. K., Smirnov I. M. Dynamic work of superstructures under high-speed traffic conditions. *Track Navigator*. 2024;(84);62–68. (In Russ.).
5. Patornyak A. V., Efimov S. V., Chaplin I. V. Application of sub-ballast vibromats on bridge structures. *Transport. Transport Structures. Ecology*. 2023;(4):43–53. (In Russ.).
6. Usov D. A. Modeling of sections of variable stiffness in front of artificial structures. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2021;(56):79–85. (In Russ.).
7. Lanis A. L., Usov D. A., Lomov P. O., Grebennikov I. O. Approach to the selection of parameters of structures of variable stiffness in the zone of junction with the abutments of artificial structures. *Bulletin of the Rostov State Transport University*. 2022;(85):143–152. (In Russ.).

8. Suiker A. S. J. The mechanical behavior of ballasted railway tracks. Delf Univ. Press.; 2002. P. 247.
9. Zasukhin I. V. Determination of the pressure diagram on the surface of a metal orthotropic slab of a ballast trough of a superstructure from the local action of a load. *Transport Structures*. 2021;(2):30. (In Russ.).
10. Shih J.-Y., Thompson D., Zervos A. Assessment of track-ground coupled vibration induced by high-speed trains. *ICSV 21. The 21<sup>st</sup> International Congress on Sound and Vibration*. Beijing/Chin. 2014. P. 1–8.
11. Railyan D. A. Development of specialized materials – sub-ballast mats for use on the railway network in order to reduce vibration impact and structural noise from rolling stock. *Actual Problems of Technosphere Safety. Proceedings of Scientific Materials of the V National Scientific and Practical Conference*. Moscow: Russian University of Transport (MIIT); 2023. P. 32–37. (In Russ.).
12. Railyan D. A., Apatsev V. I., Klimova D. V. Forecast of levels of vibration impact and structural noise during the reconstruction of Lobnya station MCD-1. *Science and Technology of Transport*. 2022;(2):83–91. (In Russ.).

### **Информация об авторах**

*И. В. Засухин* – старший преподаватель кафедры «Мосты» Сибирского государственного университета путей сообщения, старший научный сотрудник СибНИИ мостов, кандидат технических наук.

*А. В. Паторняк* – инженер СибНИИ мостов Сибирского государственного университета путей сообщения.

*И. В. Чаплин* – доцент кафедры «Мосты» Сибирского государственного университета путей сообщения, старший научный сотрудник СибНИИ мостов, кандидат технических наук.

*С. В. Ефимов* – доцент кафедры «Мосты» Сибирского государственного университета путей сообщения, старший научный сотрудник СибНИИ мостов, кандидат технических наук.

*Д. А. Райлян* – ведущий инженер-конструктор ООО «Гавари Рейлвейс».

### **Information about the authors**

*I. V. Zasukhin* – Senior Lecturer of the Bridges Department, Siberian Transport University, Senior Researcher, Siberian Research Institute of Bridges, Candidate of Engineering.

*A. V. Patornyak* – Engineer, Siberian Research Institute of Bridges, Siberian Transport University.

*I. V. Chaplin* – Associate Professor of the Bridges Department, Siberian Transport University, Senior Researcher, Siberian Research Institute of Bridges, Candidate of Engineering.

*S. V. Efimov* – Associate Professor of the Bridges Department, Siberian Transport University, Senior Researcher, Siberian Research Institute of Bridges, Candidate of Engineering.

*D. A. Raylyan* – Leader Design Engineer, Gavari Railways.

Статья поступила в редакцию 09.07.2024; одобрена после рецензирования 12.07.2024; принята к публикации 14.07.2024.

The article was submitted 09.07.2024; approved after reviewing 12.07.2024; accepted for publication 14.07.2024.

## Информация для авторов

1. Предоставляемый материал должен быть оригинальным, не опубликованным ранее в других печатных изданиях.

2. Статья предоставляется в электронном виде в форматах doc, docx или rtf и одновременно в бумажном виде, отпечатанном в формате А4 с полуторным интервалом (гарнитура Times New Roman, кегль 14 pt; поля: верхнее и нижнее – 20, левое – 30, правое – 10 мм). Файл с текстом статьи должен быть назван фамилией автора (например: Иванов.doc).

3. Статья должна содержать:

- тип статьи (например, научная, обзорная, рецензия);
- УДК;
- название статьи;
- фамилию, имя и отчество каждого автора, место его работы/учебы, город, страну, ученую степень, звание, должность;
- аннотацию на русском и английском языках;
- ключевые слова на русском и английском языках;
- библиографический список на русском и английском языках.

4. Список источников составляется в порядке упоминания литературы в тексте и приводится в конце рукописи. Список должен содержать не менее 10 источников, из них собственных статей должно быть не более 30 %.

5. Графический материал должен быть выполнен в графических редакторах, поддерживающих векторную и растровую графику. Иллюстрации должны быть четкими, все подписи на рисунке должны хорошо читаться и иметь расшифровку. Если в тексте есть фотография, отсканированный рисунок, то они обязательно должны быть представлены также отдельным файлом в исходном графическом формате (например: jpeg, tiff).

6. Статья для опубликования в журнале и заявка отправляются по адресу: [vestniksgups@sibgups.ru](mailto:vestniksgups@sibgups.ru).

7. В редакцию предоставляются оригиналы документов: экспертное заключение о возможности опубликования статьи, статья и заявка.

8. Публикация статей в журнале бесплатная.

Более подробную информацию по вопросам опубликования статей и размещения другой информации в журнале можно найти на сайте издания.



[www.stu.ru/science](http://www.stu.ru/science)



[vestniksgups@sibgups.ru](mailto:vestniksgups@sibgups.ru)



+7 383 328-04-36



630049, г. Новосибирск, ул. Дуси Ковальчук,  
191, корп. 3, комн. 307





Главный редактор *А. Л. Манаков*  
Заместитель главного редактора *А. Д. Абрамов*  
Заместитель главного редактора *С. В. Карасев*  
Ответственный секретарь *М. С. Галай*  
Редактор перевода текста на английский язык *И. И. Степачкова*  
Редактор *Е. Е. Рыжкова*  
Корректор *А. А. Игумнов*  
Макет, верстка *Ю. В. Борцовой*  
Дизайн обложки *А. С. Петренко*

Учредитель  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования  
«Сибирский государственный университет путей сообщения»

Адрес редакции  
630049, Россия, Новосибирск, ул. Дуси Ковальчук, 191, корп. 3, комн. 307.  
Телефон/факс: (383) 328-04-36.  
E-mail: [vestniksgups@sibgups.ru](mailto:vestniksgups@sibgups.ru)

Адрес издателя  
630049, Россия, Новосибирск, ул. Дуси Ковальчук, 191.  
Телефон/факс: (383) 328-03-81.  
E-mail: [bvu@stu.ru](mailto:bvu@stu.ru)

Подписано в печать 11.11.2024. Дата выхода в свет 12.11.2024  
Тираж 350 экз. Формат 60×84/8  
Объем 11,8 уч.-изд. л., 12,75 усл.-печ. л. Заказ № 3959

Цена свободная

Отпечатано в издательстве СГУПС.  
630049, Новосибирск, ул. Дуси Ковальчук, 191  
Тел. (383) 328-03-81; e-mail: [bvu@stu.ru](mailto:bvu@stu.ru)





Издательство Сибирского государственного  
университета путей сообщения

**ISSN 1815-9265**  
Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения  
2024. № 4 (71), спецвыпуск. 1–102