

ISSN 2219-1038 (print)
ISSN 2949-3757 (online)

**СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА
И КОНСТРУКЦИИ**

Научный журнал

Выпуск № 2 (37), 2023

- Строительная механика и сопротивление материалов
- Прикладные задачи механики деформируемого твердого тела
- Механика грунтов
- Расчет и проектирование металлических конструкций
- Расчет и проектирование железобетонных конструкций
- Расчет и проектирование конструкций из полимерных материалов
- Расчет и проектирование мостов и транспортных сооружений
- Расчет и проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений
- Прочность соединений элементов строительных конструкций
- Динамическое воздействие подвижной нагрузки на упругие системы
- Экспериментальные и натурные исследования конструкций и материалов

Воронеж

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И КОНСТРУКЦИИ

НАУЧНЫЙ ЖУРНАЛ

Издается с 2010 г.

Выходит 4 раза в год

Учредитель и издатель – федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Воронежский государственный технический университет».

Территория распространения — Российская Федерация.

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ ЖУРНАЛА:

Главный редактор: Сафронов В. С., д-р техн. наук, профессор,
Воронежский государственный технический университет

Зам. главного редактора: Козлов В. А., д-р физ.-мат. наук, профессор,
Воронежский государственный технический университет

Ответственный секретарь: Габриелян Г. Е., канд. техн. наук, доцент,
Воронежский государственный технический университет

Антонов В. М., канд. техн. наук, доц., Тамбовский государственный технический университет;
Беляева С. Ю., канд. техн. наук, доц., Воронежский государственный технический университет;
Буренин А. А., д-р техн. наук, проф., чл.-корр. РАН, Институт машиноведения и металлургии
Дальневосточного отделения РАН, г. Комсомольск-на-Амуре;
Гриднев С. Ю., д-р техн. наук, проф., Воронежский государственный технический университет;
Зверев В. В., д-р техн. наук, проф., Липецкий государственный технический университет;
Ефрюшин С. В., канд. техн. наук, доц., Воронежский государственный технический университет;
Кирсанов М. Н., д-р физ.-мат. наук, проф., Национальный исследовательский университет «МЭИ»;
Колчунов В. И., д-р техн. наук, проф., академик РААСН, Юго-Западный государственный университет;
Коробко А. В., д-р техн. наук, проф., Орловский государственный университет им. И. С. Тургенева;
Михайлов В. В., д-р техн. наук, проф., Липецкий государственный технический университет;
Нгуен Динь Хоа, канд. техн. наук, Национальный строительный университет, Вьетнам;
Нугужинов Ж. С., д-р техн. наук, проф., Казахстанский многопрофильный институт реконструкции и развития
Карагандинского государственного технического университета, Казахстан;
Овчинников И. Г., д-р техн. наук, проф., Саратовский государственный технический университет;
Пшеничкина В. А., д-р техн. наук, проф., Волгоградский государственный технический университет;
Свентиков А. А., д-р техн. наук, проф., Воронежский государственный технический университет;
Трещев А. А., д-р техн. наук, проф., чл.-корр. РААСН, Тульский государственный университет;
Турищев Л. С., канд. техн. наук, доцент, Полоцкий государственный университет, Беларусь;
Шимановский А. О., д-р техн. наук, проф., Белорусский государственный университет транспорта, Беларусь;
Шитикова М. В., д-р физ.-мат. наук, проф., советник РААСН, Воронежский государственный технический университет

Дизайн обложки - А.Р. Ефанов. Фото на обложке Юлии Батуриной,
<https://www.shutterstock.com/ru/image-photo/bridge-form-horseshoe-on-sunsetsky-334037030>

Журнал «Строительная механика и конструкции» 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

Подписной индекс в «Каталоге периодических изданий. Газеты и журналы» ГК «Урал Пресс» - 66004
Физические лица могут оформить подписку в интернет-магазине «Деловая пресса»
<http://www.ural-press.ru/dlya-fizicheskikh-lits/>

Дата выхода в свет 21.06.2023. Усл. печ. л. 20,0. Формат 60×84/8. Тираж 65 экз. Заказ №.
Журнал зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи,
информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор)
Свидетельство о регистрации ПИ № ФС 77 – 72895 от 22.05.2018 г.

Цена свободная

АДРЕС РЕДАКЦИИ И ИЗДАТЕЛЯ: 394006, Воронежская обл., г. Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84
(строительный факультет, кафедра строительной механики)
тел.: +7(473)271-52-30; e-mail: vss22@mail.ru

ОТПЕЧАТАНО: отдел оперативной полиграфии издательства ФГБОУ ВО «ВГТУ»
394006, Воронежская обл., г. Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84

12+

ФГБОУ ВО «ВГТУ», 2023

ISSN 2219-1038 (print)
ISSN 2949-3757(online)

**STRUCTURAL MECHANICS
AND STRUCTURES**

Scientific Journal
ISSUE № 2 (37), 2023

- Structural mechanics and strength of materials
- Applied problems of mechanics of solid body under deformation
- Soil mechanics
- Calculation and design of metal structures
- Calculation and design of reinforced concrete structures
- Calculation and design from polymeric structures
- Calculation and design of bridges and transport structures
- Calculation and design of bases and foundations of buildings and structures
- Strength of joints of building structure units
- Mobile load dynamic effect on elastic systems
- Pilot and field observations of structures and materials

Voronezh

STRUCTURAL MECHANICS AND STRUCTURES

SCIENTIFIC JOURNAL

Published since 2010

Issued 4 times a year

Founder and publisher – Voronezh State Technical University.
Territory of distribution — Russian Federation.

EDITORIAL BOARD OF THE JOURNAL:

Chief editor: Safronov V. S., Dr. of Tech. Sc., Prof.,
Voronezh State Technical University

The deputy chief editor: Kozlov V. A., Dr. of Physical and Mathematical Sc., Prof.,
Voronezh State Technical University

Executive secretary: Gabrielyan G. E., PhD of Tech. Sc., Associate Prof.,
Voronezh State Technical University

EDITORIAL BOARD MEMBERS:

Antonov V. M., PhD of Tech. Sc., Associate Prof., Tambov State Technical University;

Belyaeva S. Yu., PhD of Tech. Sc., Associate Prof., Voronezh State Technical University;

Burenin A. A., Dr. of Physical and Mathematical Sc., Prof., Corresponding Member of RAS, Institute of Mechanical Engineering and Metallurgy of the Far Eastern Branch of RAS, Komsomolsk on Amur;

Gridnev S. Yu., Dr. of Tech. Sc., Prof., Voronezh State Technical University;

Zverev V. V., Dr. of Tech. Sc., Prof., Lipetsk State Technical University;

Efryushin S. V., PhD of Tech. Sc., Associate Prof., Voronezh State Technical University;

Kirsanov M. N., Dr. of Physical and Mathematical Sc., Prof., National Research University «Moscow Power Engineering Institute»;

Kolchunov V. I., Dr. of Tech. Sc., Prof., academician of RAACS, South-West State University;

Korobko A. V., Dr. of Tech. Sc., Prof., Orel State University named after I. S. Turgenyev;

Mikhailov V. V., Dr. of Tech. Sc., Prof., Lipetsk State Technical University;

Nguyen Dinh Hoa, PhD of Tech. Sc., National University of Civil Engineering, Socialist Republic of Vietnam;

Nuguxhinov Zh. S., Dr. of Tech. Sc., Prof., Kazakh Multidisciplinary Reconstruction and Development Institute of Karaganda State Technical University, Republic of Kazakhstan;

Ovchinnikov I. G., Dr. of Tech. Sc., Prof., Saratov State Technical University;

Pshenichkina V. A., Dr. of Tech. Sc., Prof., Volgograd State Technical University;

Sventikov A. A., Dr. of Tech. Sc., Prof., Voronezh State Technical University;

Trechshchikov A. A., Dr. of Tech. Sc., Prof., Corresponding Member of RAACS, Tula State University;

Turichshev L. S., PhD of Tech. Sc., Associate Prof., Polotsk State University, Republic of Belarus;

Shimanovsky A. O., Dr. of Tech. Sc., Prof., Belarusian State University of Transport, Republic of Belarus;

Shitikova M. V., Dr. of Physical and Mathematical Sc., Prof., adviser of RAACS, Voronezh State Technical University

Cover design by A.R. Efanov. Cover photo by Yulia Baturina,
<https://www.shutterstock.com/ru/image-photo/bridge-form-horseshoe-on-sunsetsky-334037030>

The journal "Structural mechanics and structures" is included into the list of peer-reviewed editions in which the results of dissertations for obtaining degrees of a Full Doctor and PhD are published

Subscription index in the «Catalog of periodicals. Newspapers and magazines» of the «Ural Press»
Group of Companies - 66004

Individuals can subscribe to it in the online store "Business Press" <http://www.ural-press.ru/dlya-fizicheskikh-lits/>

Publication date 21.06.2023. Conventional printed sheets 20,0. Format 60×84/8. Numbers of copies 65. Order №.

Journal is registered by Federal Service for Supervision of Communications,

Information Technology and Mass Media (Roskomnadzor)

Registration certificate PI № FS 77 - 72895 от 22.05.2018.

Price is subject to change

ADDRESS OF EDITORIAL AND PUBLISHER OFFICE: 84 20-letiya Oktyabrya str., Voronezh, 394006, Russian Federation
(Faculty of construction, Department of Structural Mechanics)

Tel.: +7(473)271-52-30; e-mail: vss22@mail.ru

PRINTED: publishing department of operational printing of Voronezh State Technical University

84 20-letiya Oktyabrya str., Voronezh, 394006

12+

© Voronezh State Technical University, 2023

СОДЕРЖАНИЕ

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА И СОПРОТИВЛЕНИЕ МАТЕРИАЛОВ

<i>Позняк Е. В., Монин С. А.</i> Актуальные подходы к определению динамической реакции трибун спортивных сооружений от действий зрителей.....	7
<i>Комерзан Е. В., Маслов А. Н.</i> Аналитическая оценка основной частоты собственных колебаний регулярной фермы.....	17
<i>Кирсанов М. Н., Цзясюань С.</i> Формула для основной частоты собственных колебаний внешне статически неопределимой фермы.....	27
<i>Комерзан Е. В., Маслов А. Н.</i> Оценка основной частоты колебаний Г-образной пространственной фермы.....	35
<i>Щиголь Е. Д.</i> Формула для нижней оценки собственных колебаний плоской регулярной балочной фермы с прямолинейным верхним поясом.....	46
<i>Манукало А. С.</i> Анализ значения первой частоты собственных колебаний плоской шпренгельной фермы.....	54
<i>Черников А. В., Сафронов В. С., Козлов В. А.</i> Вероятностная оценка надежности металлической гофрированной водопропускной трубы...	61

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И МАТЕРИАЛОВ

<i>Хазов П. А., Помазов А. П.</i> Прочность и продольный изгиб трубобетонных стержней при центральном сжатии.....	77
<i>Сатанов А. А.</i> Физическое и численное моделирование аэродинамики большепролетной конструкции при различных направлениях ветрового потока.....	87
<i>Чудайкин А. Д., Рябова О. В., Минаков А. С., Поляков Р. С.</i> Изменения свойств асфальтобетонов в процессе старения.....	98
<i>Медведев Д. В., Калгин Ю. И.</i> Гармонизация норм и методов испытаний геосинтетических материалов в дорожных конструкциях.....	108

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

<i>Ндефох Э. Э., Викулов М. А.</i> Местная устойчивость сплошных стенок несущих балок неразрезного сталежелезобетонного пролетного строения автодорожного моста в Тульской области.....	121
<i>Чудайкин А. Д., Андреев Д. С.</i> Применение геосинтетических материалов для армирования и стабилизации откосов автомобильных дорог.....	133

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

<i>Саражинский А. С., Ефрюшин С. В., Ордян М. Г.</i> Применение нелинейно-деформационной модели для оценки несущей способности объемно-блочных железобетонных конструкций с центральным армированием.....	146
--	-----

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

<i>Волков В. В., Волокитин В. П., Золотухин С. Н., Кукина О. Б., Дмитриев И. С.</i> Изменение и учет механических свойств конструктивных слоёв метаморфизированных глинистых грунтов при проектировании оснований фундаментов.....	160
Правила оформления статей.....	171

CONTENTS

STRUCTURAL MECHANICS AND STRENGTH OF MATERIALS

<i>Poznyak E. V., Monin S. A.</i> Actual approaches to determine the dynamic response of the sport stands under the spectators actions	7
<i>Komerzan E. V., Maslov A. N.</i> Analytical evaluation of a regular truss natural oscillations fundamental frequency.....	17
<i>Kirsanov M. N., Jiakuan S.</i> Formula for the fundamental frequency of natural oscillations externally statically indeterminate truss.....	27
<i>Komerzan E. V., Maslov A. N.</i> Estimation of the L-shaped spatial truss fundamental frequency oscillations.....	35
<i>Shchigol E. D.</i> The formula for the lower estimate of the natural oscillations of a flat regular girder truss with a rectilinear upper belt.....	46
<i>Manukalo A. S.</i> Analysis of a planar sprengel truss first frequency natural oscillations value.....	54
<i>Chernikov A. V., Safronov V. S., Kozlov V. A.</i> Probabilistic assessment of the reliability of a metal corrugated culvert pipe.....	61

PILOT AND FIELD OBSERVATIONS OF STRUCTURES AND MATERIALS

<i>Khazov P. A., Pomazov A. P.</i> Strength and bending pipe-concrete rods under central compression.....	77
<i>Satanov A. A.</i> Physical and numerical simulation of the aerodynamics of a large-spans structure under different directions of wind flow.....	87
<i>Chudaykin A. D., Ryabova O. V., Minakov A. S., Polyakov R. S.</i> Changes in the properties of asphalt concrete in the process of aging.....	98
<i>Medvedev D. V., Kalgin Y. I.</i> Harmonization of standards and testing methods for geosynthetic materials in road constructions.....	108

CALCULATION AND DESIGN OF BRIDGES AND TRANSPORT STRUCTURES

<i>Ndefoh A. E., Vikulov M. A.</i> Local stability of solid walls of the bearing beams of a solid composite concrete span of a highway bridge in the Tula region.....	121
<i>Chudaykin A. D., Andreev D. S.</i> Application of geosynthetic materials for reinforcement and stabilization of highway slopes..	133

CALCULATION AND DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

<i>Sarazhinsky A. S., Efrushin S. V., Ordyan M. G.</i> Application of a nonlinear deformation model for estimation of the bearing capacity of volumetric-block reinforced concrete structures with central reinforcement.....	146
--	-----

CALCULATION AND DESIGN OF BASES AND FOUNDATIONS OF BUILDINGS AND STRUCTURES

<i>Volkov V. V., Volokitin V. P., Zolotukhin S. N., Kukina O. B., Dmitriev I. S.</i> Changing and considering mechanical properties of structural layers of metamorphised clay soils in foundation design.....	160
Requirements for articles to be published.....	171

DOI 10.36622/VSTU.2023.37.2.001
УДК 539.4:624.01

АКТУАЛЬНЫЕ ПОДХОДЫ К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ДИНАМИЧЕСКОЙ РЕАКЦИИ ТРИБУН СПОРТИВНЫХ СООРУЖЕНИЙ ОТ ДЕЙСТВИЙ ЗРИТЕЛЕЙ

Е. В. Позняк¹, С. А. Монин²

Национальный исследовательский университет «МЭИ»^{1,2}
Россия, г. Москва

¹Д-р техн. наук, профессор кафедры робототехники, мехатроники, динамики и прочности машин, тел.: +7(495)3627700, e-mail: PozniakYV@mpei.ru

²Аспирант, ассистент кафедры робототехники, мехатроники, динамики и прочности машин, тел.: +7(495)3627700, e-mail: MoninSA@mpei.ru

Во многих отечественных и зарубежных нормативных документах имеются требования учета динамического характера нагрузки на трибуны спортивных сооружений от зрителей. Для выполнения таких расчетов требуются методические рекомендации с теоретическим и расчетным обоснованием. В настоящей статье представлен обзор актуальных методов расчета динамической реакции трибун спортивных сооружений от согласованных действий зрителей, некоторые из которых могут быть применены в методических рекомендациях к отечественным нормам. Рассмотрены распространенные аппроксимации динамической нагрузки. Приведены положения отечественных и зарубежных норм и стандартов (нормы Великобритании BS 6399, Еврокоды, российские своды правил), касающиеся требований учета динамической нагрузки от зрителей. Проанализированы расчетные методы, изложенные в зарубежных и отечественных методических и научных публикациях.

Ключевые слова: нагрузка от действий зрителей, спортивные трибуны, коэффициент динамичности, квазистатический расчет, статистическое моделирование, коэффициент рассогласованности

1. Введение

Во время спортивных и развлекательных мероприятий при ритмичной музыке, исполнении гимнов или речёвок синхронные действия болельщиков и зрителей могут стать причиной опасных циклических нагрузок на конструкции спортивных трибун. При близости частот воздействия к диапазону низших собственных частот конструкции возникает резонанс – амплитуда колебаний конструкции быстро нарастает, а максимальные динамические напряжения существенно превышают статические напряжения от веса зрителей.

Случаи повышенного уровня вибраций от действий зрителей, приводящие не только к ощутимым вибрациям, но и к локальным обрушениям трибун и других конструкций, были отмечены на многих стадионах мира. Так, согласованные действия зрителей на концерте на стадионе «Нья Уллеви» в 1985 году (Гетеборг, Швеция) привели к колебаниям грунтового основания под стадионом, фундамент стадиона был поврежден, а вибрации ощущались на расстоянии до 400 метров [1]. На стадионе Морумби (Сан-Паулу, Бразилия) вибрации от действий болельщиков были столь велики, что пришлось устанавливать демпферы [2]. На стадионе Маракана (Рио-де-Жанейро, Бразилия) в результате вибраций, вызванных болельщиками, появились трещины в бетонных конструкциях [3,4]. Таких примеров можно привести множество, особенно для трибун с конструктивными решениями в виде консолей.

Требование учета динамического характера нагрузки от зрителей записано во многих отечественных и зарубежных нормативных документах. Однако далеко не все нормы и стандарты подкреплены методическими рекомендациями по проведению расчетов.

Цель настоящей статьи – анализ современных подходов к определению динамической реакции трибун спортивных сооружений от согласованных действий зрителей для разработки в будущем качественных методических рекомендаций к расчетам.

2. Аппроксимация динамической нагрузки от зрителей

Наиболее распространенная и экспериментально подтвержденная аппроксимация динамической нагрузки от зрителей представляется в виде серии полусинусоидальных импульсов [5-7, 9-14]:

$$F(t) = \begin{cases} K_p G \sin\left(\frac{\pi t}{t_p}\right), & 0 \leq t \leq t_p, \\ 0, & t_p \leq t \leq T_p, \end{cases} \quad (1)$$

здесь G - статическая нагрузка на трибуны от зрителей (вес зрителей), t_p - продолжительность контакта, T_p - период импульсов. $K_p = \pi/(2\alpha)$ - ударный фактор, где $\alpha = t_p/T_p$ - контактное отношение; для пешеходного движения и низкоритмичной аэробики $\alpha = 2/3$, для ритмичных движений и высокоритмичной аэробики $\alpha = 1/2$, для обычных прыжков $\alpha = 1/3$, для высоких прыжков $\alpha = 1/4$. Частота импульсов равна $f_p = 1/T_p$; экспериментально установлено, что частота импульсов может принимать значения в пределах от 1 до 4 Гц, при быстрых аэробных движениях – до 8 Гц [8].

В исследованиях, посвященных аналитическому определению коэффициентов динамичности, применяется разложение функции $F(t)$ в ряд Фурье [7, 9]:

$$F(t) = G \left[1 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos \frac{2\pi n}{T_p} t + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin \frac{2\pi n}{T_p} t \right] = G \left[1 + \sum_{n=1}^{\infty} r_n \sin \left(\frac{2\pi n}{T_p} t + \varphi_n \right) \right], \quad (2)$$

где a_n, b_n - коэффициенты Фурье, при $2n\alpha = 1$ $a_n = 0$, $b_n = \pi/2$, в остальных случаях

$$a_n = 0.5 \left[\frac{\cos(2n\alpha - 1)\pi - 1}{2n\alpha - 1} - \frac{\cos(2n\alpha + 1)\pi - 1}{2n\alpha + 1} \right],$$

$$b_n = 0.5 \left[\frac{\sin(2n\alpha - 1)\pi - 1}{2n\alpha - 1} - \frac{\sin(2n\alpha + 1)\pi - 1}{2n\alpha + 1} \right],$$

$$r_n = \sqrt{a_n^2 + b_n^2}, \quad \varphi_n = \arctg(a_n/b_n).$$

В [9] показано, что шесть членов ряда (2) дают удовлетворительное приближение функции (1) (рис. 1).

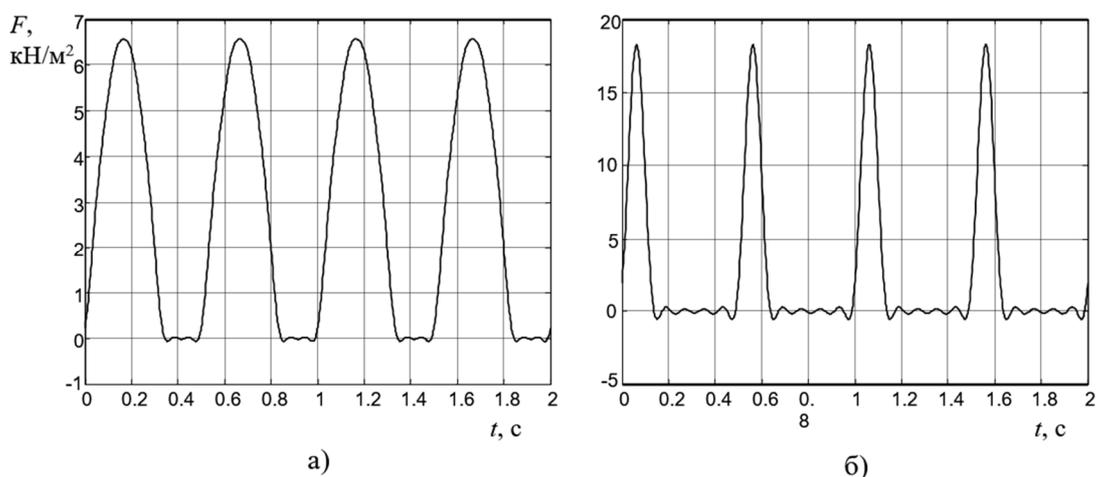


Рис. 1. Нагрузки от согласованных действий зрителей, $G = 2.8 \text{ кН/м}^2$:

а) пешеходное движение с частотой 2 Гц, $\alpha = 2/3$, б) высокие прыжки с частотой 2 Гц, $\alpha = 1/4$

В [12, 13] показано, что импульсное воздействие с одной частотой может возбуждать сразу несколько форм колебаний конструкции. Например, если зрители синхронно совершают высокие прыжки с частотой 2 Гц, резонансы будут наблюдаться не только при собственных частотах конструкции 2 Гц, но и на кратных собственных частотах (на 4, и на 6, и на 8 Гц), если таковые имеются.

3. Требования зарубежных и отечественных стандартов и норм

Британские нормы BS 6399 [7] стали первым нормативным документом, в котором сформулированы некоторые положения расчета на нагрузки от зрителей. Например, предлагается учитывать динамическую нагрузку в вертикальном и двух ортогональных горизонтальных направлениях. При этом горизонтальная составляющая нагрузки должна составлять 10% вертикальной. Принимается, что резонанса от согласованных действий зрителей можно избежать, если собственная частота вертикальных колебаний трибун более 8.4 Гц, а горизонтальных – более 4.0 Гц. Нагрузка, рассчитанная по формуле (2), по рекомендациям BS 6399 должна быть умножена на коэффициент рассогласованности, равный 0.67 и представляющий собой поправку на несинхронное движение людей. Значение статической нагрузки (распределенный по площади вес зрителей) принимают равным 5.0 кН/м^2 .

В Еврокоде и в рекомендациях к Еврокоду [15, 16] имеются требования учета вибраций от синхронизированных движений людей (движение пешеходов, танцы и т.д.), но без конкретных указаний к расчету.

В СП 20.13330 [17] о динамических нагрузках от зрителей сказано следующее: при проектировании трибун спортивных сооружений задается динамическое действие нагрузок с частотой, равной 2 Гц, и интенсивностью (амплитудой), равной 1,7 кПа. Значение коэффициентов динамичности, а также площадь воздействия устанавливаются в нормах проектирования или задании на проектирование. Таким образом, оценка и обоснование коэффициентов динамичности остаются в рамках научно-технического сопровождения проекта. В СП 258.1325800 [18] также записано, что для каркасов спортивных арен повышенной ответственности и уникальных спортивных арен следует проводить расчет на согласованные воздействия зрителей.

В проекте национального приложения по применению Еврокода 1 в специальном пункте НП 2.2(3) «Методика учета динамических воздействий от резонанса при согласованном движении зрителей на трибунах и т.п.» записано: «В тех случаях, когда

можно ожидать возникновения резонансных эффектов от синхронного ритмического движения людей, танцующих или прыгающих, а также в других случаях, при которых временные нагрузки на сооружения приводят к риску значимого динамического отклика конструкции, в расчетах следует учитывать динамическую модель нагружения, которая должна быть подготовлена для проведения специального динамического анализа.»

Нормативные значения статической нагрузки в СП 20.13330 равны не менее 4,0 кПа для трибун с закрепленными сиденьями и не менее 5,0 кПа для стоящих зрителей. Такая нагрузка принимает в расчет только возможное скопление большого количества людей.

4. Методы расчета на динамические нагрузки от зрителей

В рассмотренных выше стандартах имеются требования учитывать динамическую модель нагружения, но нет конкретных указаний о методах расчета. Проектировщики полагаются на методические рекомендации или комментарии к своим нормам, а в России – на специальные технические условия (СТУ), разработанные на основе аппроксимации (1) и работ [9-13].

В качестве примера зарубежных рекомендаций приведем комментарии к Национальному строительному кодексу Канады (National Building Code of Canada 2005, NBC 2005), где излагается следующий подход [8]. Как записано во введении, комментарии представляют собой справочную информацию об определенных вопросах расчетов и проектирования, но эти требования необязательные. В канадском руководстве определены параметры нагрузок для ритмичных действий (танцы, спортивные мероприятия, аэробика): статическая нагрузка W_p , диапазон частот воздействия f_s и α - динамический коэффициент передачи усилия на конструкцию (таблица).

Рекомендуемые параметры нагрузки для ритмичных действий [8]

Параметры	Действия		
	Танцы	Концерт с танцполом ¹⁾ или спортивное мероприятие	Аэробика
Вес участников ²⁾ , W_p , кПа	0,6 (2,5 м ² /чел.)	1,5 (0,5 м ² /чел.)	0,2 (3,5 м ² /чел.)
Первая гармоника ³⁾ , $\alpha_1 (f_s)$	0,5 (от 1,5 до 2,7 Гц)	0,25 (от 1,5 до 2,7 Гц)	1,5 (от 2 до 2,75 Гц)
Вторая гармоника ³⁾ , $\alpha_2 (2f_s)$	0,05 (от 3 до 5 Гц)	0,05 (от 3 до 5 Гц)	0,6 (от 4 до 5,5 Гц)
Третья гармоника ³⁾ , $\alpha_3 (3f_s)$	-	-	0,1 (от 6 до 8,25 Гц)

¹⁾ Значения даны для концерта с зафиксированными сиденьями. Для рок-концерта без кресел $\alpha_1 = 0,40$ и $\alpha_2 = 0,15$.

²⁾ Вес зрителей считается равномерно распределенным по площади воздействия.

³⁾ Значение коэффициента для i -й гармоники α_i рассчитано не менее, чем для 20 человек, $i = 1, 2, 3$.

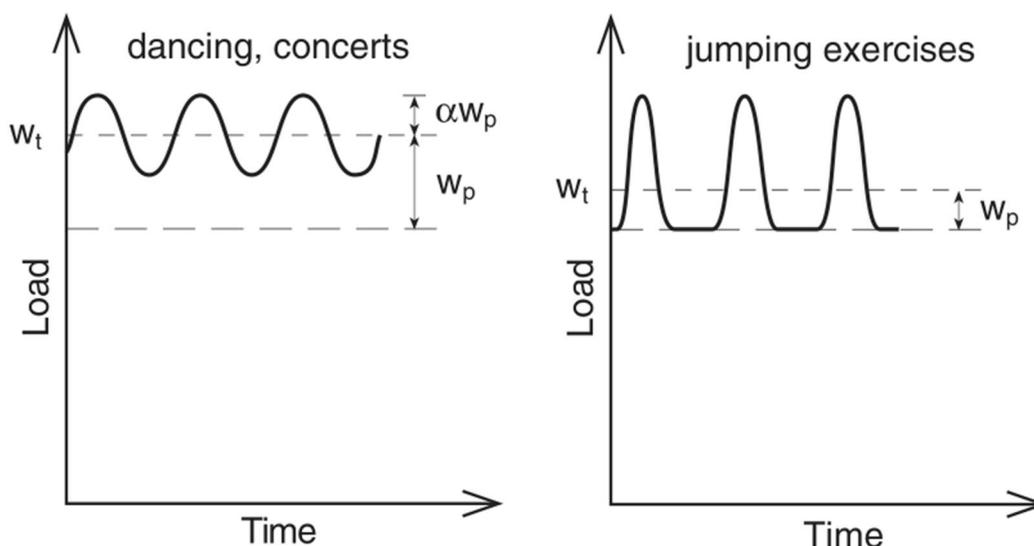


Рис. 2. Нагрузки от согласованных действий при танцевальных движениях (слева) и при прыжках (справа) [8]

Для танцевальных движений принимается гармоническое воздействие с частотой шага f_s , для прыжков – полусинусоидальное в диапазоне от 1 до 4 Гц (рис. 2). Если в мероприятии участвует группа людей, то наиболее опасным диапазоном воздействия на конструкцию в [8] считается от 2 до 2,75 Гц.

Для ритмичных танцев воздействие аппроксимируется синусоидальной нагрузкой с частотой шага f_s , а в случае прыжков – с удвоенной и утроенной частотой шага $2f_s$ и $3f_s$. Для любой гармоники, кратной i -й частоте шага, частота воздействия равна if_s . Динамическая нагрузка представляется в виде $\alpha_i w_p \sin 2\pi if_s t$, где α_i - динамический коэффициент передачи усилия на конструкцию, который зависит от вида активности (см. таблицу), w_p - эффективный вес участников на единицу площади в кПа, if_s - частота воздействия, t - время.

Динамический коэффициент рассчитывается по формуле для одномерного осциллятора с собственной частотой f_n :

$$\rho = \left(\sqrt{\left(1 - \left(\frac{f}{f_n} \right)^2 \right)^2 + \left(\frac{2\beta f}{f_n} \right)^2} \right)^{-1},$$

где f - частота вынуждающей силы, равная if_s , f_n - низшая собственная частота конструкции, β - коэффициент демпфирования. Демпфирование в канадском руководстве [8] зависит от количества людей и от наличия несущих конструкций. Для большого количества людей (более 20 человек) принимают $\beta = 0,06$ для бетонных перекрытий и стальных перекрытий с бетонным настилом, $\beta = 0,12$ для легких рамных каркасов. Для малого количества людей берут половину от приведенных значений демпфирования.

Если частота воздействия if_s существенно ниже первой собственной частоты конструкции f_n , то нагружение считают квазистатическим, в этом случае динамическими эффектами пренебрегают.

Таким образом, в расчетах по канадским нормам конструкция представляется в виде одномерного линейного осциллятора с собственной частотой, равной низшей собственной частоте конструкций, а расчет проводится на два-три гармонических воздействия с различными частотами.

В [9, 12-14] принят значительно более точный, чем в [8] квазистатический метод расчета, представленный в детерминированном и вероятностном вариантах. В первом случае все параметры расчетной модели и нагрузки детерминированные, а коэффициенты динамичности определяются методами теории колебаний как отношение максимального динамического перемещения к статическому. Во втором случае нагрузка считается одной из реализаций случайного процесса, а коэффициенты динамичности определяются методами статистической динамики и зависят от спектральной плотности случайного процесса. Такие подходы могли бы быть предложены в качестве рекомендованных расчетных алгоритмов в отечественных документах, аналогичных канадским рекомендациям. Приведем формулы, полученные в [9, 12] для детерминированного и вероятностного модальных коэффициентов динамичности β :

$$\beta(f_k) = 1 + \sum_{n=1}^N \frac{r_n}{\sqrt{\left(1 - \frac{n^2 f^2}{f_k^2}\right)^2 + \left(\frac{2\xi_k n f}{f_k}\right)^2}}; \quad \beta(f_k) = \left(\int_0^{\infty} \frac{S_F(f)}{\left(1 - \frac{f^2}{f_k^2}\right)^2 + 4\xi_k^2 \frac{f^2}{f_k^2}} df \right)^{\frac{1}{2}}, \quad (3)$$

здесь f_k - собственная частота колебаний конструкции, f - частота вынужденных колебаний, ξ_k - коэффициент затухания, N - число учитываемых гармоник в формуле (2), $r_n = \sqrt{a_n^2 + b_n^2}$ - коэффициенты Фурье, n - номер гармоники, $S_F(f)$ - спектральная плотность случайного процесса $F(t)$. Следует отметить, что нагружение узкополосное, то есть вся энергия импульсов сосредоточена на частотах nf , а спектральная плотность воздействия представляет собой последовательность дельта-функций на этих частотах, $n = 1, 2, \dots, N$.

Выбирая из двух подходов, отметим, что предпочтительнее применять статистический квазистатический метод расчета, учитывающий изменчивость нагрузки от согласованных действий по амплитуде, частоте и фазе. Как показано в работе [9], при идеально согласованных движениях детерминированный подход дает очень высокие коэффициенты динамичности: до 14 при 5% и до 25 при 2.5% демпфировании в резонансном режиме при пешеходном движении и до 20 при 5% и до 40 при 2.5% демпфировании в резонансном режиме при высоких прыжках. Отмечается, что такие значения коэффициентов динамичности соответствуют абсолютно синхронным движениям людей с одной и той же фазой, частотой, амплитудой, что вообще говоря, маловероятно.

Обоснованно снизить коэффициенты динамичности можно, учитывая рассогласованность движений людей. В британских нормах предлагается умножать параметры динамической реакции на коэффициент рассогласованности, равный 0.67.

В [19-20] для оценки значений коэффициентов динамичности применяется вероятностный подход на базе статистического моделирования. Предполагается, что вес зрителей и фаза воздействий от них являются случайными величинами. На рис. 3 изображены графики перемещений трибуны для согласованного и рассогласованного движений зрителей. Оказалось, что коэффициенты динамичности в основном зависят от случайной фазы в аппроксимации (2). Рассогласованные движения могут существенно

снизить значения коэффициентов динамичности – до 62-65%, что хорошо согласуется с британским коэффициентом рассогласованности 0,67. При этом оказалось, что пространственное расположение зрителей с разной массой практически не влияет на величины коэффициентов динамичности.

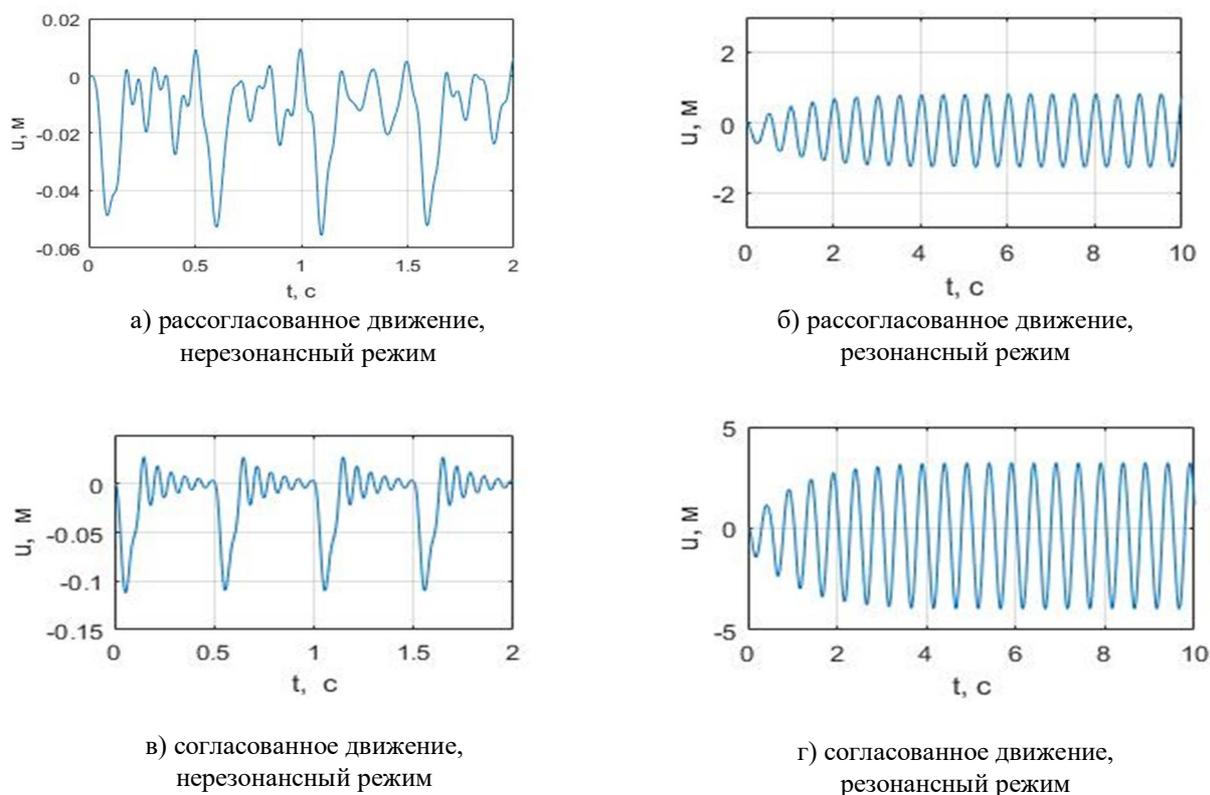


Рис. 3. Моделирование динамической реакции для согласованного и рассогласованного режимов [20]

5. Заключение

Описанные подходы к расчетам трибун спортивных сооружений могут быть применены в методических рекомендациях к отечественным нормам. При этом методы, изложенные в [9, 14], выглядят более обоснованными, так как предлагают вероятностный подход и подкреплены подробным теоретическим описанием со строгим выводом основных формул.

Библиографический список

1. Bodare A., Erlingsson S. Rock music induced damage and vibration at Nya Ullevi Stadium, S. Erlingsson (Ed.) // 3rd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 1993. – P. 671–675.
2. Almeida P.A.O., Rodrigues J.F.S. Modal analysis of the structure of a soccer stadium // 17th International Modal Analysis Conference (IMAC XVII). – 1999. – Vol. 2. – P. 1417–1422.
3. Batista R.C., Magluta C. Spectator-induced vibration of Maracana football stadium // Structural Dynamics EURO DYN'93. – Balkema, 1993. – P. 985–992.
4. Batista R.C., Roitman N., Magluta C. Structural dynamic analysis of Maracana stadium // Nafems Benchmark Magazine. Bell and Bain Ltd, UK, 1993. – P. 119–128.

5. Ellis B.P., Ji T. Human-structure interaction in vertical vibrations // Proc. Institution of Civil Engineer: Structures and Buildings. – 1997. – Vol. 122(1). – P. 1-9.
6. Ellis B.P., Ji T. Loads generated by jumping crowds: Numerical modeling // Structural Engineer. – 2004. – Vol. 82(17). – P. 35-40.
7. BS 6399-1:1996. Code of practice for dead and imposed loads. – London: British Standards Institution (BSI), 2002.
8. User's Guide – NBC 2005 Structural Commentaries (Part 4 of Division B). – Second Edition 2006. – National Research Council of Canada, Ottawa, 2006.
9. Назаров Ю.П. Динамика спортивных сооружений. – М.: Наука, 2014. – 222 с.
10. Назаров Ю.П., Симбиркин В.Н. Колебания конструкций спортивно-развлекательных комплексов при воздействии людей // Мир строительства и недвижимости. – 2009. – № 34/2009. – С. 14-17.
11. Назаров Ю.П., Симбиркин В.Н. Анализ и ограничение колебаний конструкций при воздействии людей // Вестник ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Исследования по теории сооружений. – 2009. – № 1 (XXVI). – С. 10-18.
12. Назаров Ю.П., Позняк Е.В. Анализ динамической реакции трибун спортивных сооружений на согласованные действия зрителей // Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2015 году: сб. науч. тр. РААСН. – М.: АСВ, 2016. – 621 с.
13. Nazarov Yu.P., Poznyak E.V. Theory of a quasi-static analysis of sport grandstands under loads from concerted actions of spectators // Russian Journal of Building Construction and Architecture. – 2017. – Issue № 4 (36). – P. 126-140.
14. Назаров Ю.П., Позняк Е.В. Теория квазистатического расчета трибун спортивных сооружений на согласованные действия зрителей // Научный вестник строительства и архитектуры. – 2017. – № 1 (45). – С. 100-113.
15. Гульванесян Х., Формичи П., Калгаро Ж.А. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 1. Воздействия на сооружения. Разделы EN 1991-1-1 и с 1991-1-3 по 1991-1-7. – М.: МГСУ, 2011
16. Гульванесян Х., Калгаро Ж.-А., Голицки М. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 1990: Основы проектирования сооружений. – М.: МГСУ, 2011.
17. СП 20.13330.2016. Свод правил. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*
18. СП 285.1325800.2016. Стадионы футбольные. Правила проектирования
19. Poznyak E.V., Monin S.A. Statistical modeling of a dynamic response of a stadium grandstand to human load // Russian Journal of Building Construction and Architecture. – 2018. – Issue № 4 (40). – P. 98-108.
20. Позняк Е.В., Монин С.А. Статистическое моделирование динамической реакции трибун спортивных сооружений на действия зрителей // Научный журнал строительства и архитектуры. – 2018. – № 2. – С. 94-102.

References

1. Bodare A., Erlingsson S. Rock music induced damage and vibration at Nya Ullevi Stadium. 3rd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. 1993. Pp. 671–675.
2. Almeida P.A.O., Rodrigues J.F.S. Modal analysis of the structure of a soccer stadium. 17th International Modal Analysis Conference (IMAC XVII). Vol. 2. 1999. Pp. 1417-1422.
3. Batista R.C., Magluta C. Spectator-induced vibration of Maracana football stadium. Structural Dynamics EUROLYN'93. Balkema. 1993. Pp. 985–992.

4. Batista R.C., Roitman N., Magluta C. Structural dynamic analysis of Maracana stadium. *Nafems Benchmark Magazine*. Bell and Bain Ltd, UK. 1993. Pp. 119-128.
5. Ellis B.P., Ji T. Human-structure interaction in vertical vibrations. *Proc. Institution of Civil Engineer: Structures and Buildings*. Vol. 122(1). 1997. Pp. 1-9.
6. Ellis B.P., Ji T. Loads generated by jumping crowds: Numerical modeling. *Structural Engineer*. Vol. 82(17). 2004. Pp. 35-40.
7. BS 6399-1:1996. Code of practice for dead and imposed loads. London: British Standards Institution (BSI), 2002.
8. User's Guide - NBC 2005 Structural Commentaries (Part 4 of Division B). Second Edition 2006. National Research Council of Canada, Ottawa. 2006.
9. Nazarov Yu.P. Dynamics of sports facilities. M.: Nauka, 2014. 222 p.
10. Nazarov Yu.P., Simbirkin V.N. Structural oscillations of sports and entertainment complexes under the influence of people. *World of Construction and Real Estate*. No. 34/2009. 2009. Pp. 14-17.
11. Nazarov Yu.P., Simbirkin V.N. Analysis and limitation of vibrations of structures under the influence of people. *Bulletin of TsNIISK named after. V.A. Kucherenko. Studies in the Theory of Structures*. No. 1(XXVI). 2009. Pp. 10-18.
12. Nazarov Yu.P., Poznyak E.V. Analysis of the dynamic reaction of the stands of sports facilities to the concerted actions of the spectators. *Fundamental, Search and Applied Research of the RAASN on Scientific Support for the Development of Architecture, Urban Planning and the Construction Industry of the Russian Federation in 2015: Coll. Scientific Tr. RAASN*. M.: ASV, 2016. 621 p.
13. Nazarov Yu.P., Poznyak E.V. Theory of a quasi-static analysis of sport grandstands under loads from concerted actions of spectators. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. No. 4(36). 2017. Pp. 126-140.
14. Nazarov Yu.P., Poznyak E.V. The theory of quasi-static calculation of the stands of sports facilities for the concerted actions of spectators. *Scientific Bulletin of Construction and Architecture*. No. 1(45). 2017. Pp. 100-113.
15. Gulvanesyan H., Formici P., Calgaro J.A. Guidelines for designers to Eurocode 1. Actions on structures. Sections of EN 1991-1-1 and 1991-1-3 to 1991-1-7. M.: MGSU, 2011.
16. Gulvanesyan H., Calgaro J.-A., Golitsky M. Guide for designers to Eurocode 1990: Fundamentals of structural design. M.: MGSU, 2011.
17. SP 20.13330.2016. Set of rules. Loads and impacts. Updated version of SNiP 2.01.07-85*
18. SP 285.1325800.2016. Football stadiums. Design rules.
19. Poznyak E.V., Monin S.A. Statistical modeling of a dynamic response of a stadium grandstand to human load. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. 2018. No. 4(40). Pp. 98-108.
20. Poznyak E.V., Monin S.A. Statistical modeling of the dynamic reaction of the stands of sports facilities to the actions of spectators. *Scientific Journal of Construction and Architecture*. No. 2. 2018. Pp. 94-102.

ACTUAL APPROACHES TO DETERMINE THE DYNAMIC RESPONSE OF THE SPORT STANDS UNDER THE SPECTATORS ACTIONS

E. V. Poznyak¹, S. A. Monin²

National Research University «MPEI»^{1,2}
Russia, Moscow

¹Dr. of Tech. Sciences, Professor of the Department of Robotics, Mechatronics, Dynamics and Strength of Machines, Tel.: +7(495)3627700, e-mail: PozniakYV@mpei.ru

² Postgraduate Student, Assistant of the Department of Robotics, Mechatronics, Dynamics and Strength of Machines, Tel.: +7(495)3627700, e-mail: MoninSA@mpei.ru

Abstract. In many domestic and foreign standards, there are requirements for taking into account the dynamic nature of the load on the sport stands from spectators. To perform such calculations, methodological recommendations with theoretical and computational basement are required. The paper presents an overview of some actual methods for calculating the dynamic response of the sport stands under the synchronous actions of spectators, some of which can be used as methodological recommendations to domestic standards. Common approximations of dynamic load are considered. The provisions of Russian and foreign codes and standards (BS 6399, Eurocode, Russian codes of rules) with the requirements for taking into account the dynamic load from the spectators are given. The calculation approaches described in foreign and domestic methodological and scientific publications are analyzed.

Keywords: human loads, sports stands, amplification factor, quasi-static approach, statistical modeling, non-synchronicity coefficient.

АНАЛИТИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ОСНОВНОЙ ЧАСТОТЫ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ РЕГУЛЯРНОЙ ФЕРМЫЕ. В. Комерзан¹, А. Н. Маслов²Национальный исследовательский университет «МЭИ»^{1,2}

Россия, г. Москва

¹Канд. техн. наук, доцент кафедры робототехники, мехатроники, динамики и прочности машин, тел.: + 7(495) 362-77-19; e-mail: KomerzanYV@mpei.ru

²Старший преподаватель кафедры робототехники, мехатроники, динамики и прочности машин, тел.: +7 (903) 770-56-85; e-mail: maslovanton@list.ru

Решетка статически определимой плоской фермы с прямолинейными верхним и нижним поясами содержит как наклонные стержни, так и горизонтальные. Приводится вывод зависимости первой частоты собственных колебаний фермы. Массы расположены в шарнирных узлах фермы и совершают колебания по вертикальной оси. Используется приближенный метод Донкерлея и формула Максвелла – Мора для расчета жесткости конструкции. Значения усилий, входящие в эту формулу, определяются методом вырезания узлов с использованием системы компьютерной математики Maple. Результаты, полученные для серии ферм с последовательно увеличивающимся числом панелей, обобщаются на произвольный случай методом индукции. Получено хорошее совпадение результатов аналитического и численного расчетов. В спектрах семейства регулярных ферм различного порядка обнаружены спектральные константы и изолинии.

Ключевые слова: число панелей, ферма, индукция, Maple, собственная частота, метод Донкерлея, спектральные константы, спектральные изолинии.

Введение. Одна из основных задач динамического расчета конструкции — вычисление основной (наименьшей) частоты собственных колебаний. На практике для решения этой задачи чаще всего используются численные методы, в основе которых лежит хорошо отработанный на многочисленных задачах метод конечных элементов [1-3]. Для оценки нижней границы первой частоты известен приближенный метод Донкерлея [4]. Этот метод допускает и аналитическое решение в виде коротких формул. Для регулярных ферм возможно и обобщение серии решений для ферм различного порядка на случай произвольного числа панелей. Недостатком метода Донкерлея является его небольшая точность. Аналитические решения задач о первой частоте колебаний в системе компьютерной математики Maple получены для некоторых плоских [5-7] и пространственных регулярных ферм [8-11]. Другой приближенный подход, допускающий аналитическое решение для ферм произвольного порядка, — метод Рэлея. Однако этот метод дает весьма громоздкие формулы, неудобные для практического использования. В работе [12] предложен упрощенный вариант метода Рэлея для расчета первой частоты. Этот метод имеет компактное аналитическое решение с большой точностью. Задача о колебаниях прямоугольного пространственного покрытия ферменного типа в аналитической форме решена для первой частоты в [13]. Собственная частота колебаний многопролетной плоской фермы с использованием системы компьютерной математики Maple решена в [14]. В [15] получена формула для нижней оценки первой частоты собственных колебаний плоской

фермы треугольного типа. Частоты колебаний пространственных моделей куполов регулярного типа получены в [16, 17]. Особенности спектров семейства регулярных плоских ферм, допускающих при определенном числе панелей кинематическую изменяемость, изучены в [18]. Задача о прогибе и нижней границе основной частоты собственных колебаний балочной фермы решена в системе Maple в [19]. Деформации и собственная частота колебаний фермы пространственной стержневой модели многоэтажного здания в аналитической форме изучены в [20]. Оценка частоты колебаний пространственной фермы опоры линии электропередач в аналитической форме получена в [21]. Формула для первой частоты пространственной стержневой консоли для произвольного числа панелей получена в [22]. Модифицированный метод Донкерлея для нахождения оценки первой частоты собственных колебаний систем со многими степенями свободы предложен в [23-25].

В настоящей работе выводится формула для первой частоты собственных колебаний плоской фермы, содержащей в решетке горизонтальные связи, и анализируется спектр собственных частот семейства регулярных ферм.

Схема фермы. Плоская статически определимая ферма высотой $2h$ состоит из нечетного числа панелей $n = 2k+1$. Каждая панель состоит из двух стержней верхнего пояса длиной a , шести раскосов длиной $c = \sqrt{a^2 + h^2}$ и одного горизонтального стержня в условном среднем поясе. Инерционные свойства конструкции моделируются сосредоточенным в узлах одинаковыми массами m (рис. 1). Предполагаются только вертикальные колебания масс. В неподвижных опорных узлах масс нет. Опоры конструкции не деформируются. Отсюда число степеней свободы системы на 2 меньше числа узлов: $K = 5n - 1$. Число стержней в ферме $\nu = 10n - 1$.

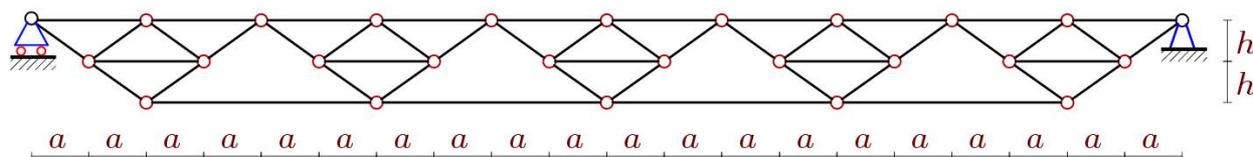


Рис. 1. Схема фермы, $n=5$

Расчет усилий в стержнях. Для расчета усилий в стержнях в программу, написанную на языке компьютерной математики Maple, вводятся значения координат узлов фермы и структура решетки фермы в виде списка номеров концов стержней. Все узлы фермы и стержни нумеруются (рис. 2).

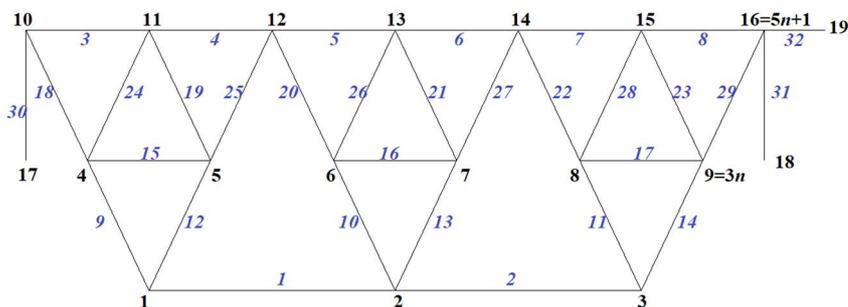


Рис. 2. Нумерация узлов и стержней фермы, $n=3$

Координаты узлов для произвольного значения n имеют вид:

$$\begin{aligned} x_i &= 2a(2i - 1), \quad y_i = 0, \quad i = 1, \dots, n, \\ x_{i+n} &= a(2i - 1), \quad y_{i+n} = h, \quad i = 1, \dots, 2n, \\ x_{i+3n} &= 2a(i - 1), \quad y_{i+3n} = 2h, \quad i = 1, \dots, 2n + 1. \end{aligned}$$

Структура решетки определяется следующими списками:

$$\begin{aligned} Z_i &= [i, i + 1], \quad i = 1, \dots, n - 1, \quad Z_{i+n-1} = [i + 3n, i + 3n + 1], \\ Z_{i+6n-1} &= [i + n, i + 3n], \quad Z_{i+8n-1} = [i + n, i + 3n + 1], \quad i = 1, \dots, 2n, \\ Z_{i+3n-1} &= [i, 2i + n - 1], \quad Z_{i+4n-1} = [i, 2i + n], \\ Z_{i+5n-1} &= [2i + n - 1, 2i + n], \quad i = 1, \dots, n. \end{aligned}$$

Уравнений равновесия узлов имеем матричный вид: $\mathbf{GS} = \mathbf{R}$, где \mathbf{G} — матрица системы уравнений равновесия размером $\nu \times \nu$, \mathbf{R} — вектор нагрузок на узлы, \mathbf{S} — вектор, неизвестных усилий в стержнях и опорных реакций. Элементами матрицы \mathbf{G} являются направляющие косинуса усилий, которые рассчитываются по координатам концов стержней и структуре решетки.

Нижняя оценка первой частоты собственных колебаний. Уравнения свободных колебаний механической системы записывается в матричной форме:

$$\mathbf{A}\ddot{Y} + Y = 0. \quad (1)$$

где в данном случае Y — вектор вертикальных смещений узлов фермы, \ddot{Y} — вектор ускорений. Замены $\ddot{Y} = -\omega^2 Y$, справедливая для гармонических колебаний приводит (1) к виду

$$\omega^2 \mathbf{A} Y = Y. \quad (2)$$

Обозначим $\omega^2 = 1 / \lambda$. Систему алгебраических уравнений (2) запишем в виде

$$\begin{bmatrix} A_{11} - \lambda & A_{12} & \dots & A_{1K} \\ A_{21} & A_{22} - \lambda & \dots & A_{2K} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ A_{K1} & A_{K2} & \dots & A_{KK} - \lambda \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \dots \\ y_K \end{bmatrix} = 0.$$

Приравняв определитель матрицы системы нулю, получаем уравнение частот

$$\lambda^K - (A_{11} + A_{22} + \dots + A_{KK})\lambda^{K-1} + \dots \pm \det(A) = 0. \quad (3)$$

Если упорядочить корни этого уравнения $\lambda_1 > \lambda_2 > \lambda_3 > \dots > \lambda_K$, то уравнение частот можно записать в виде $(\lambda - \lambda_1)(\lambda - \lambda_2)\dots(\lambda - \lambda_K) = 0$. Раскрывая скобки, получаем уравнение (3) в виде

$$\lambda^K - (\lambda_1 + \lambda_2 + \dots + \lambda_K)\lambda^{K-1} + \dots \pm \lambda_1 \lambda_2 \dots \lambda_K = 0. \quad (4)$$

Из сравнения коэффициентов в (3) и (4) при λ^{K-1} следует

$$\sum_{i=1}^K \lambda_i = \sum_{i=1}^K 1 / \omega_i^2 = \sum_{i=1}^K A_{ii}. \quad (5)$$

Так как по принятому условию λ_1 есть наибольшее собственное значение матрицы, то пренебрегая в левой части (5) всеми слагаемыми, кроме первого, получаем приближенную оценку снизу первой собственной частоты собственных колебаний системы с K степенями свободы (оценка Донкерлея):

$$1 / \omega_1^2 = \sum_{i=1}^K A_{ii}. \quad (6)$$

Применительно к задаче о колебании узлов фермы с одинаковыми массами m уравнение (1) принимает вид

$$mI_K \ddot{Y} + D_K Y = 0, \quad (7)$$

I_K — единичная матрица, D_K — матрица жесткости. Матрица B_K , обратная к матрице жесткости вычисляется по формуле Максвелла – Мора:

$$b_{i,j} = \sum_{\alpha=1}^{\nu-3} S_{\alpha}^{(i)} S_{\alpha}^{(j)} l_{\alpha} / (EF), \quad (8)$$

где $S_{\alpha}^{(i)}$ — усилие в стержне с номером $\alpha = 1, \dots, \nu - 3$ от действия единичной вертикальной силы, действующей на узел i . Принято, что жесткость всех стержней EF в ферме одинаковая. Три стержня, моделирующие опоры, предполагаются недеформируемыми. Из (6) и (8) следует формула для расчета первой собственной частоты

$$1 / \omega_1^2 = m \sum_{i=1}^K b_{i,i} = m \sum_{i=1}^K \Delta_i, \quad (9)$$

где $\Delta_i = b_{ii} = \sum_{\alpha=1}^{\nu-3} (S_{\alpha}^{(i)})^2 l_{\alpha} / (EF)$.

Последовательный расчет сумм для ферм с увеличивающимся порядком регулярности дает:

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= 7(437a^3 + 75c^3) / (18h^2 EF), \\ \Delta_2 &= (2343a^3 + 163c^3) / (2h^2 EF), \\ \Delta_3 &= (8755a^3 + 321c^3) / (2h^2 EF), \\ \Delta_4 &= (213047a^3 + 4791c^3) / (18h^2 EF), \dots \end{aligned}$$

Общий вид этой суммы:

$$\Delta_n = (C_1 a^3 + C_2 c^3) / (h^2 EF).$$

Для получения этого результата потребовалось найти суммы для десяти ферм. Коэффициенты C_1 и C_2 определяются как общие члены последовательностей с помощью операторов пакета **genfunc** системы Maple:

$$\begin{aligned} C_1 &= (4k + 3)(128k^3 + 160k^2 + 104k + 45) / 18, \\ C_2 &= (80k^2 + 74k + 21) / 6. \end{aligned} \quad (10)$$

Отсюда выражение для нахождения нижней оценки основной частоты имеет вид:

$$\omega_D = h \sqrt{\frac{EF}{m(C_1 a^3 + C_2 c^3)}}. \quad (11)$$

Оценить точность полученного решения можно сравнив его с первой частотой ω_1 всего спектра собственных частот колебаний фермы, полученного численно. Для нахождения собственных чисел матрицы (8) в системе Maple можно использовать оператор Eigenvalues из пакета LinearAlgebra. Приняты размеры фермы: $a = 3\text{м}$, $h = 3\text{м}$. Продольная жесткость стальных стержней сечением $F = 6 \cdot 10^{-4} \text{м}^2$ равна $EF = 0,126 \cdot 10^6 \text{кН}$. Массы в узлах $m = 200 \text{кг}$. На рис. 3 сопоставлены кривые зависимости частот ω_D , и ω_1 от числа панелей. Использована формула (11) с коэффициентами (10).

Аналитическое решение по приближенному методу Донкерлея почти совпадает с численным, и с увеличением числа панелей погрешность формулы (11) только уменьшается.

Введем величину относительной погрешности $\varepsilon = (\omega_1 - \omega_D) / \omega_1$. На рис. 4 показана зависимость относительной погрешности от числа панелей при разных высотах фермы. Для меньших высот фермы погрешность меньше.

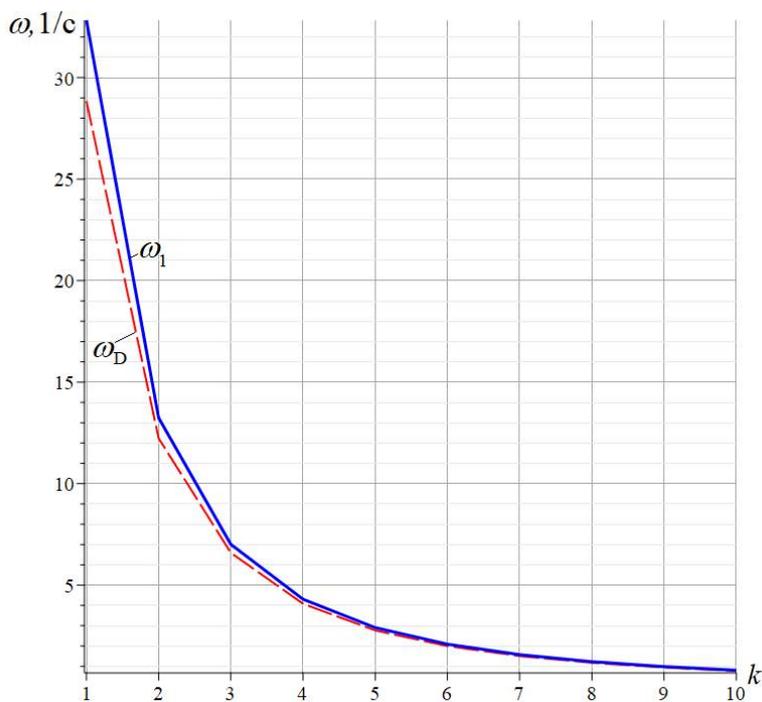


Рис. 3. Сравнение аналитического решения и численного. Первая частота колебаний фермы ω_1 и её нижняя оценка ω_D по Донкерлею (11)

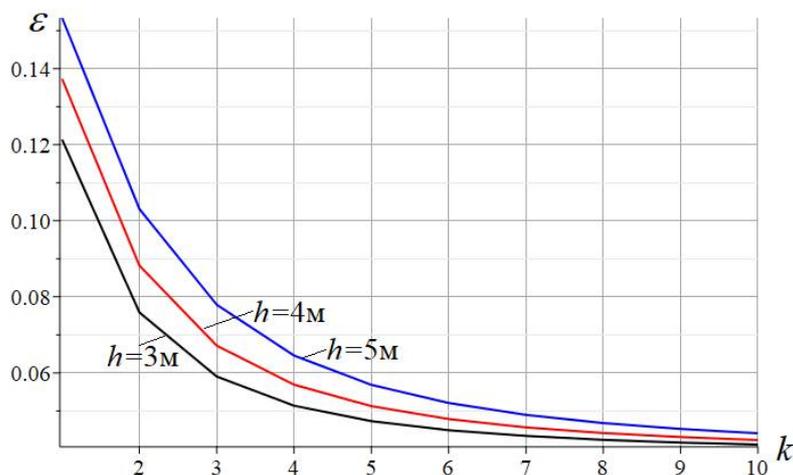


Рис. 4. Погрешность оценки по Донкерлею ε

Спектр семейства регулярных ферм. Если на одном графике отметить частотные спектры ферм различного порядка регулярности, то можно заметить некоторые особенности распределения частот [7-9]. На рис. 5 точки, соответствующие собственным частотам из спектра отдельной фермы определенного порядка регулярности, соединены ломаными кривыми. График построен при тех же параметрах, что и на рис. 3. Ферме порядка $k=1$ (число панелей $n=3$) с числом степеней свободы $K=5n-1=14$ соответствует ломаная, соединяющая 14 точек.

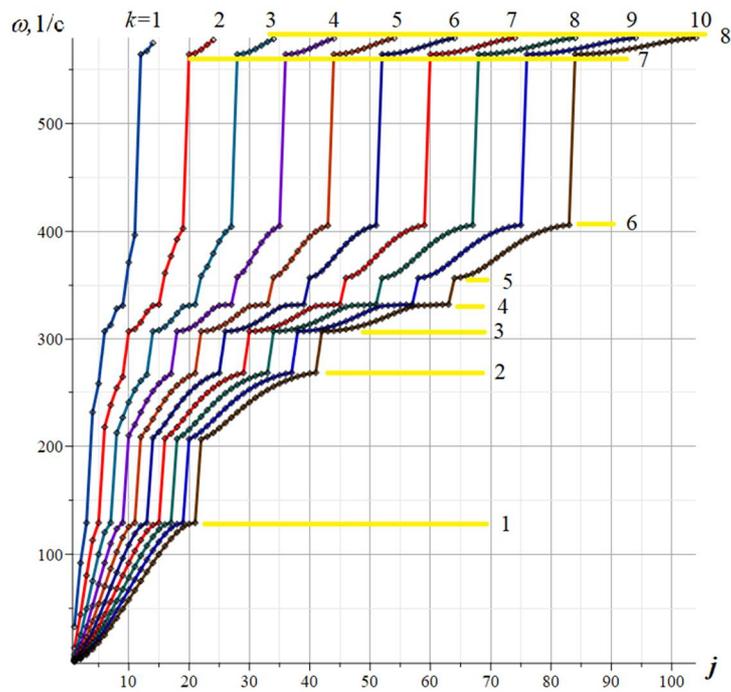


Рис. 5. Спектры регулярных ферм

На оси абсцисс отложены номера собственных частот в спектре. Анализируя полученную картину, прежде всего следует отметить наличие верхней границы семейства спектров, приходящуюся (при выбранных параметрах фермы) на звуковую частоту около 660 Гц. Спектры обнаруживают и несколько спектральных констант — частот, одинаковых для ферм различного порядка. Все эти частоты приходятся на достаточно большие величины. Константа, обозначенная на графике прямой 2, например, приблизительно соответствует ноте "до", константа 6 — близка к ноте "ля". Численные расчеты показывают, что изменение размеров или масс в ферме меняет картину спектров, однако всегда остаются спектральные константы и почти одинаковые и значительные скачки в величинах частот между константами. Между константами 6 и 7 самый большой скачок в 160 Гц.

Кроме этого для меньших частот видны спектральные изолинии (рис. 6).

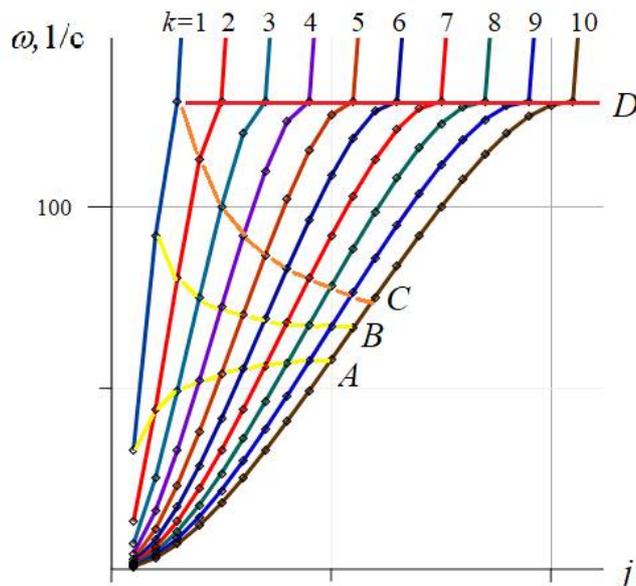


Рис. 6. Спектральные изолинии регулярных ферм

Эти линии соединяют частоты в спектрах ферм разного порядка, имеющие подобные номера в спектрах. Так, линия А соединяет частоту 1 из спектра фермы порядка 1, частоту 2 из спектра фермы порядка 2 и т.д. Эту изолинию можно обозначить как Ω_k^k . Нижний индекс в этом обозначении — порядок фермы, верхний — номер частоты в спектре. Таким образом, изолиния В — это изолиния Ω_k^{k+1} . Аналогично кодируются и другие изолинии. На практике информация о структуре спектральных констант и изолиний позволяет получать частоты или их приближенные оценки для ферм большого порядка не прибегая к расчетам. Применительно к рассматриваемой ферме знание высших частот не так актуально, как информация о первой (наименьшей) частоте. Однако в общем случае для расчета возможностей явления резонанса, особенно при установке на сооружении устройств, задающих колебания высокой частоты, информация об изолиниях и спектральных константах может быть необходима.

Заключение. Предложена расчетная формула для первой частоты собственных колебаний плоской фермы с произвольным числом панелей. Формула может быть использована как для предварительной оценки проектируемой конструкции, так и для оценки точности численных методов расчета. Особенно эффективна полученная зависимость для расчета ферм с большим числом панелей, т.е. именно там, где точность численных методов падает, трудоемкость растет, а предлагаемая формула имеет наименьшую погрешность. Метод применим и для любых других регулярных механических систем с многими степенями свободы. Найденные закономерности в спектрах частот могут быть использованы для расчета условия резонанса на высших частотах.

Работа выполнена при финансовой поддержке РФФ 22-21-00473.

Библиографический список

1. Коваленко Г. В., Макеев В. Б., Дементьева В. В. Исследование частот собственных колебаний ферм на основе метода конечных элементов (МКЭ) // Молодая мысль: Наука, технологии, инновации. 2015. С. 44-48.
2. Цуканова Е. С. Расчет вынужденных колебаний стержневых систем методом конечных элементов с применением динамического конечного элемента // Вестник Брянского государственного технического университета. 2015. №. 2 (46). С. 93.
3. Турков А.В., Ветрова О.А. Прогибы и частоты собственных колебаний систем перекрестных ферм на квадратном плане с различными схемами опирания // Наука и инновации в строительстве. 2017. С. 157–162.
4. Vorobev O. Bilateral analytical estimation of first frequency of a plane truss // Construction of Unique Buildings and Structures. 2020. Vol. 92. Article No 9204 DOI: 10.18720/CUBS.92.4
5. Petrenko V. The natural frequency of a two-span truss // AlfaBuild. 2021. 20. Article No 2001. DOI: 10.34910/ALF.20.1
6. Sviridenko O., Komerzan E. The dependence of the natural oscillation frequency of the console truss on the number of panels // Construction of Unique Buildings and Structures; 2022; 101Article No 10101. DOI: 10.4123/CUBS.101.1
7. Kirsanov M., Luong C.L. Deformations and natural frequency spectrum of a planar truss with an arbitrary number of panels // AlfaBuild. 2022. 25 Article No 2507. DOI: 10.57728/ALF.25.7

8. Kirsanov M. Model of a hexagonal prismatic truss. Oscillation frequency spectrum // Construction of Unique Buildings and Structures. 2023; 106. Article No 10601. DOI: 10.4123/CUBS.106.01
9. Kirsanov M., Luong C. Natural frequency spectra of spatial structure // Construction of Unique Buildings and Structures. 2023. 106. Article No 10604. DOI: 10.4123/CUBS.106.04
10. Кирсанов М.Н. Деформации и двухсторонняя оценка основной частоты собственных колебаний пространственной модели трехгранной башенной фермы // Строительная механика и конструкции. 2023. №1(36). С. 7-18. DOI 10.36622/VSTU.2023.36.1.001
11. Кирсанов М.Н. Формулы для расчета деформаций и собственной частоты свободных колебаний шестигранной башни // Научный журнал строительства и архитектуры. 2023. № 1 (69). С. 113-122. DOI: 10.36622/VSTU.2023.69.1.009.
12. Кирсанов М.Н. Метод энергетической коллокации для оценки основной частоты собственных колебаний фермы // Строительная механика и конструкции. 2023. №1(36). С.27-37. DOI 10.36622/VSTU.2023.36.1.003
13. Kirsanov M.N. Deformations And Spatial Structure Vibrations Frequency of The Rectangular Contour Type Cover: Analytical Solutions // Construction of Unique Buildings and Structures. 2021. 98. Article No 9805. DOI: 10.4123/CUBS.98.5
14. Kirsanov M. Deformations of a planar multi-span arch truss: analytical solutions // Construction of Unique Buildings and Structures. 2022. 102. Article No 10204. DOI: 10.4123/CUBS.102.4
15. Kirsanov M.N. Deformations and Natural Frequency of a Triangular truss: Analytical Solutions // Construction of Unique Buildings and Structures. 2022. 100. Article No 10005. DOI: 10.4123/CUBS.100.5
16. Kirsanov M. Model of a spatial dome cover Deformations and oscillation frequency // Construction of Unique Buildings and Structures. 2022. 99. Article No 9904. DOI: 10.4123/CUBS.99.4
17. Kirsanov M. Trihedral Rod Pyramid: Deformations and Natural Vibration Frequencies // Construction of Unique Buildings and Structures. 2022. 104. Article No 10401. DOI: 10.4123/CUBS.104.1
18. Kirsanov M.N., Safronov V.S. Analytical estimation of the first natural frequency and analysis of a planar regular truss oscillation spectrum // Magazine of Civil Engineering. 2022. 111(3). Article No. 11114. DOI: 10.34910/MCE.111.14
19. Кирсанов М.Н., Лыонг Конг Луан Прогиб и нижняя граница основной частоты собственных колебаний балочной фермы // Строительная механика и конструкции 2022. №4(35). С. 24-33. DOI 10.36622/VSTU.2022.35.4.003
20. Кирсанов М.Н. Деформации и собственная частота колебаний фермы пространственной модели многоэтажного здания // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. Вып. 5. С. 580–588. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.5.580-588
21. Кирсанов М.Н. Оценка частоты колебаний опоры линии электропередач // Вестник МЭИ. 2022. № 5. С. 150-156. DOI: 10.24160/1993-6982-2022-5-150-156.
22. Kirsanov M., Vorobyev O. Calculating of a spatial cantilever truss natural vibration frequency with an arbitrary number of panels: analytical solution // Construction of Unique Buildings and Structures. 2021. 94 Article No 9402. DOI: 10.4123/CUBS.94.2
23. Levy, C. An iterative technique based on the Dunkerley method for determining the natural frequencies of vibrating systems // Journal of Sound and Vibration. 1991. 150(1). Pp. 111–118. DOI: 10.1016/0022-460X(91)90405-9.
24. Trainor, P.G.S., Shah, A.H., Popplewell, N. Estimating the fundamental natural frequency of towers by Dunkerley's method // Journal of Sound and Vibration. 1986. 109(2). Pp. 285–292. DOI:10.1016/S0022-460X(86)80009-8.
25. Low, K.H. A modified Dunkerley formula for eigenfrequencies of beams carrying

concentrated masses // International Journal of Mechanical Sciences. 2000. 42(7). Pp. 1287–1305. DOI: 10.1016/S0020-7403(99)00049-1.

References

1. Kovalenko G. V., Makeev V. B., Dementieva V. V. Investigation of natural frequencies of farms based on the finite element method (FEM). *Young Thought: Science, technology, innovation*. 2015. Pp. 44-48.
2. Tsukanova E. S. Calculation of forced oscillations of rod systems by the finite element method using a dynamic finite element. *Bulletin of the Bryansk State Technical University*. 2015. no. 2(46). Pp. 93.
3. Turkov A. V., Vetrova O. A. Deflections and eigenfrequencies of cross truss systems on a square plan with different support schemes. *Science and innovations in construction*. 2017, Pp. 157–162.
4. Vorobev O. Bilateral analytical estimation of the first frequency of a plane truss. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2020. Vol. 92. Article No 9204 DOI: 10.18720/CUBS.92.4
5. Petrenko V. The natural frequency of a two-span truss. *AlfaBuild*. 2021. 20. Article No 2001. DOI: 10.34910/ALF.20.1
6. Sviridenko O., Komerzan E. The dependence of the natural oscillation frequency of the console truss on the number of panels. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2022. 101 Article No. 10101. DOI: 10.4123/CUBS.101.1
7. Kirsanov M., Luong C.L. Deformations and natural frequency spectrum of a planar truss with an arbitrary number of panels. *AlfaBuild*. 2022. 25 Article No 2507. DOI: 10.57728/ALF.25.7
8. Kirsanov M. Model of a hexagonal prismatic truss. Oscillation frequency spectrum. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2023. 106. Article No 10601. DOI: 10.4123/CUBS.106.01
9. Kirsanov M., Luong C. Natural frequency spectra of spatial structure. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2023. 106. Article No 10604. DOI: 10.4123/CUBS.106.04
10. Kirsanov M.N. Deformations and two-sided estimation of the fundamental frequency of natural oscillations of a spatial model of a three-sided tower truss. *Structural mechanics and structures*. 2023. No. 1 (36). Pp. 7-18. DOI 10.36622/VSTU.2023.36.1.001
11. Kirsanov M. N. Formulas for calculating deformations and natural frequency of free vibrations of a hexagonal tower. *Scientific Journal of Construction and Architecture*. 2023. No. 1 (69). Pp. 113-122. DOI: 10.36622/VSTU.2023.69.1.009.
12. Kirsanov M.N. The method of energy collocation for estimating the fundamental frequency of natural oscillations of the truss. *Structural mechanics and structures*. 2023. No. 1 (36). Pp.27-37. DOI 10.36622/VSTU.2023.36.1.003
13. Kirsanov M.N. Deformations And Spatial Structure Vibrations Frequency of The Rectangular Contour Type Cover: Analytical Solutions. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2021. 98 Article No 9805. DOI: 10.4123/CUBS.98.5
14. Kirsanov M. Deformations of a planar multi-span arch truss: analytical solutions. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2022. 102. Article No 10204. DOI: 10.4123/CUBS.102.4
15. Kirsanov M.N. Deformations and Natural Frequency of a Triangular truss: Analytical Solutions. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2022. 100. Article No 10005. DOI: 10.4123/CUBS.100.5
16. Kirsanov M. Model of a spatial dome cover Deformations and oscillation frequency.

- Construction of Unique Buildings and Structures. 2022. 99. Article No 9904. DOI: 10.4123/CUBS.99.4
17. Kirsanov M. Trihedral Rod Pyramid: Deformations and Natural Vibration Frequencies. Construction of Unique Buildings and Structures. 2022. 104 Article No 10401. DOI: 10.4123/CUBS.104.1
 18. Kirsanov M.N., Safronov V.S. Analytical estimation of the first natural frequency and analysis of a planar regular truss oscillation spectrum. Magazine of Civil Engineering. 2022.111(3). Article No. 11114. DOI: 10.34910/MCE.111.14
 19. Kirsanov M.N., Lyong Kong Luan Deflection and the lower limit of the fundamental frequency of natural vibrations of a beam truss. Structural mechanics and structures. 2022. No. 4(35). Pp. 24-33. DOI: 10.36622/VSTU.2022.35.4.003
 20. Kirsanov M.N. Deformations and natural oscillation frequency of the truss of a spatial model of a multi-storey building. Vestnik MGSU. 2022. Vol. 17. Issue. 5. Pp. 580–588. DOI: 10.22227/1997-0935.2022.5.580-588
 21. Kirsanov M.N. Estimation of the vibration frequency of the power line support. Bulletin of MPEI. 2022. No. 5. Pp. 150-156. DOI: 10.24160/1993-6982-2022-5-150-156.
 22. Kirsanov M., Vorobyev O. Calculating of a spatial cantilever truss natural vibration frequency with an arbitrary number of panels: analytical solution. Construction of Unique Buildings and Structures. 2021. 94. Article No 9402. DOI: 10.4123/CUBS.94.2
 23. Levy C. An iterative technique based on the Dunkerley method for determining the natural frequencies of vibrating systems. Journal of Sound and Vibration. 1991. 150(1). Pp. 111–118. DOI:10.1016/0022-460X(91)90405-9.
 24. Trainor P.G.S., Shah A.H., Popplewell N. Estimating the fundamental natural frequency of towers by Dunkerley’s method. Journal of Sound and Vibration. 1986. 109(2). Pp. 285–292. DOI:10.1016/S0022-460X(86)80009-8.
 25. Low K.H. A modified Dunkerley formula for eigenfrequencies of beams carrying concentrated masses. International Journal of Mechanical Sciences. 2000. 42(7). Pp. 1287–1305. DOI:10.1016/S0020-7403(99)00049-1

ANALYTICAL EVALUATION OF A REGULAR TRUSS NATURAL OSCILLATIONS FUNDAMENTAL FREQUENCY

E. V. Komerzan¹, A. N. Maslov²

National Research University «MPEI»^{1,2}

Moscow, Russia

¹ PhD of Tech. Sciences, Associate professor of the Department of Robotics, Mechanotronics, Dynamics and Strength of Machines, tel. : + 7(495) 362-77-19, e-mail: KomerzanYV@mpei.ru

²Senior Lecturer of the Department of Robotics, Mechanotronics, Dynamics and Strength of Machines, tel. : + 7(903)770-56-85 maslovanton@list.ru

The lattice of a statically determinate planar truss with rectilinear upper and lower chords contains both inclined and horizontal rods. The derivation of the dependence of the first frequency of natural vibrations of the truss is given. The masses are located in the truss hinge nodes and oscillate along the vertical axis. The approximate Dunkerley method and the Maxwell-Mohr formula are used to calculate the stiffness of the structure. The value of the forces included in this formula is determined by the method of cutting out nodes using the Maple computer mathematics system. The results obtained for a series of trusses with a successively increasing number of panels are generalized to an arbitrary case by induction. A good agreement between the results of analytical and numerical calculations is obtained. Spectral constants and isolines are found in the spectra of a family of regular trusses of various orders.

Keywords: number of panels, truss, induction, Maple, natural frequency, Dunkerley method, spectral constants, spectral isolines.

**ФОРМУЛА ДЛЯ ОСНОВНОЙ ЧАСТОТЫ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ
ВНЕШНЕ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМОЙ ФЕРМЫ**М. Н. Кирсанов¹, С. Цзясюань²Национальный исследовательский университет «МЭИ»^{1,2}
Россия, г. Москва

¹Д-р физ.-мат. наук, профессор кафедры робототехники, мехатроники, динамики и прочности машин, тел.: +7(495)362-73-14, e-mail: c216@ya.ru²Студент кафедры робототехники, мехатроники, динамики и прочности машин, тел.: +7(495)362-77-19, e-mail: SunT@mpei.ru

Предложена схема плоской статически определимой балочной фермы решетчатого типа со двоянными опорами по концам. Выводится формула зависимости первой частоты собственных колебаний фермы. Масса фермы распределена по узлам конструкции. Рассматриваются только вертикальные колебания масс. Усилия в стержнях находятся методом вырезания узлов. Для вычисления жесткости фермы используется интеграл Мора. Методом Донкерлея найдена нижняя оценка первой частоты колебаний. Обобщение ряда решений для ферм с последовательно увеличивающимся числом панелей на произвольный порядок конструкции производится методом индукции. Аналитическое решение сравнивается с численным решением для первой частоты всего спектра собственных колебаний конструкции. Точность полученной формулы растет с увеличением числа панелей.

Ключевые слова: ферма, двоянные опоры, метод Донкерлея, колебания, основная частота, индукция, Maple

Введение. Расчет первой собственной частоты колебаний механических систем является одним из основных моментов динамического расчета системы с многими степенями свободы. Аналитические возможности для решения этой задачи ограничиваются возможностями получения точного решения алгебраического частотного уравнения, поэтому для определения собственных частот конструкций с многими степенями свободы, как правило, используют различные численные методы. Наиболее распространен здесь метод конечных элементов [1,2]. Однако развитие современных вычислительных пакетов символьной математики дает надежду на получение аналитических решений в рамках некоторых упрощений поставленной задачи. Одним из таких упрощений является подход Донкерлея [3, 4] сводящий поставленную задачу к расчету парциальных частот, для нахождения которых не требуется решать алгебраические уравнения высокого порядка. В работах [5, 6] получены формулы для первой частоты колебаний плоских ферм. В [8] выведена аналитическая зависимость наименьшей частоты собственных колебаний от числа панелей для пространственной консоли треугольного сечения. Методы получения аналитических решений проблемы собственных частот шарнирных конструкций обсуждаются в [9]. Нижняя граница основной частоты собственных колебаний плоской фермы типа Финка в аналитической форме найдена в [10]. Оценка частоты колебаний опоры линии электропередач методом Донкерлея получена в [11]. В [12] выполнен кинематический анализ и получена формула для оценки частоты собственных колебаний плоской решетки. В [13] предложен упрощенный вариант метода Рэлея для расчета в аналитической форме верхней границы первой собственной частоты для фермы с произвольным числом панелей. Теория регулярных статически определимых ферм и вопросы существования таких конструкций рассматривались в [14,15]. Статика фермы составной пространственной рамы рассмотрена в [16]. Получены аналитические решения для прогиба в зависимости от числа

панелей. В [17] выведена формула зависимости прогиба плоской фермы от порядка (числа панелей) регулярной плоской фермы.

В настоящей работе рассматривается схема плоской фермы с дополнительными (дублирующими) опорами. Выводится формула зависимости первой частоты собственных колебаний от числа панелей.

Конструкция фермы. Ферма (рис. 1) содержит $2n$ панелей, попарно пересекающихся по двум стержням нижнего пояса. Каждая панель (кроме двух боковых) состоит из четырех раскосов, вертикального стержня и четырех стержней нижнего пояса. Панели соединяются наложением и по нижнему поясу, и одним элементом верхнего пояса. Высота фермы $4h$. Две левые опоры фермы — подвижные шарниры, одна правая опора — неподвижный шарнир, другая правая опора — шарнир подвижный. Таким образом, конструкция внешне статически неопределима. Реакции опор из условия равновесия всей фермы в целом рассчитать невозможно. Однако число стержней в конструкции, включая сюда и стержни, моделирующие опоры, равно $\eta = 16n + 14$, что в два раза больше числа узлов $8n + 7$. Внешняя статическая неопределенность раскрывается обычным образом. Условия равновесия всех узлов сводятся к системе линейных уравнений, из которой можно найти одновременно и усилия в стержнях, и пять внешних реакций опор.

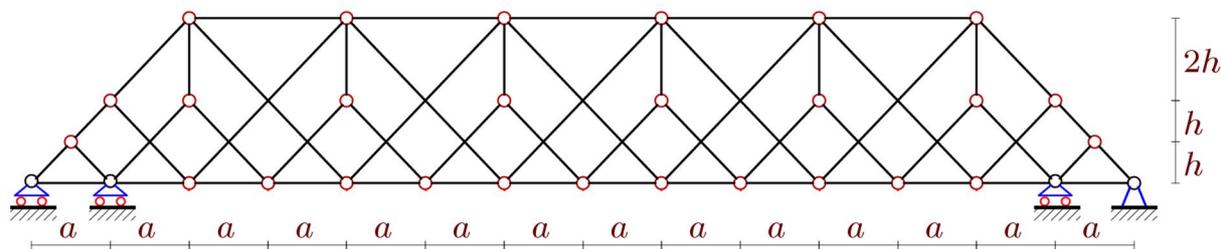


Рис. 1. Схема фермы, $n=3$

Для ввода данных в программу узлы нумеруются (рис. 2) и задаются их координаты. Начало координат расположено в левой подвижной опоре.

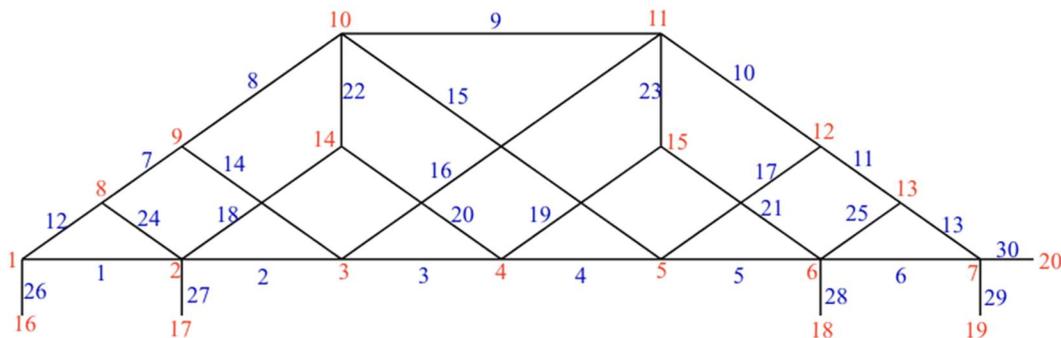


Рис. 2. Нумерация узлов и стержней фермы, $n=1$. Опоры моделируются стержнями

Координаты узлов вводятся в циклах с параметрически заданной длиной. Соответствующий фрагмент программы на языке Maple имеет вид:

```
for i to 4*n+3 do x[i]:=a*i-a; y[i]:=0; od;
x[4*n+4]:=a/2; y[4*n+4]:=h;
x[4*n+5]:=a; y[4*n+5]:=2*h;
for i to 2*n do x[i+4*n+5]:=2*a*i; y[i+4*n+5]:=4*h; od;
x[6*n+6]:=L0-a; y[6*n+6]:=2*h;
x[6*n+7]:=L0-a/2; y[6*n+7]:=h;
for i to 2*n do x[i+6*n+7]:=2*a*i; y[i+6*n+7]:=2*h; od;
```

В систему линейных уравнений равновесия входят направляющие косинусы усилий, зависящих от координат узлов и порядка соединения стержней. Например, номера узлов по концам стержней нижнего пояса $V[i]$ образуются в системе Maple следующим образом:

for i to 4*n+2 do V[i]:= [i,i+1]; end:

Для верхнего пояса стержни имеют следующие номера:

for i to 2*n+3 do N[i+4*n+2]:= [i+4*n+3,i+4*n+4]; od:

Решение системы линейных уравнений, записанных в аналитической форме, в системе Maple быстрее всего получается методом обратной матрицы.

Метод Донкерлея. Инерционные свойства конструкции моделируются сосредоточенными массами в шарнирах. Число степеней свободы такой модели фермы равно числу узлов $N = 8n + 7$. Приближенное решение по методу Донкерлея для нижней оценки первой частоты колебаний ω_D выражается через парциальные частоты:

$$\omega_D^{-2} = \sum_{k=1}^N \omega_k^{-2}, \quad (1)$$

где ω_k — парциальная частота колебаний массы m в узле фермы. Уравнение колебания отдельной массы имеет вид: $m\ddot{y}_k + d_k y_k = 0$, где d_k — коэффициент жесткости, y_k — смещение массы, \ddot{y}_k — ускорение. Частота колебаний отдельного груза имеет вид: $\omega_k = \sqrt{d_k / m}$. Для вычисления коэффициента жесткости используется интеграл Мора:

$\delta_k = 1 / d_k = \sum_{\alpha=1}^n (\tilde{S}_{\alpha}^{(k)})^2 l_{\alpha} / (EF)$. Здесь обозначено: $\tilde{S}_{\alpha}^{(k)}$ — усилия в стержне с номером α от действия единичной вертикальной силы, приложенной к узлу, где расположена масса с номером k . Из (1) следует:

$$\omega_D^{-2} = m \sum_{k=1}^N \delta_k = m \Delta_n. \quad (2)$$

Последовательно рассчитывая коэффициент Δ_n , получаем:

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= \frac{27}{4} a^3 + \frac{25}{4} c^3 + \frac{133}{4} h^3, \\ \Delta_2 &= \frac{75}{2} a^3 + \frac{137}{8} c^3 + \frac{235}{4} h^3, \\ \Delta_3 &= \frac{10654}{81} a^3 + \frac{3167}{81} c^3 + \frac{31249}{324} h^3, \\ \Delta_4 &= \frac{22307}{64} a^3 + \frac{5159}{64} c^3 + \frac{18595}{128} h^3, \\ \Delta_5 &= \frac{76961}{100} a^3 + \frac{15443}{100} c^3 + \frac{102481}{500} h^3, \dots \end{aligned} \quad (3)$$

где $c = \sqrt{a^2 + 4h^2}$. Общий вид решения для коэффициента Δ_n :

$$\Delta_n = (C_1 a^3 + C_2 c^3 + C_3 h^3) / (h^2 EF). \quad (4)$$

Коэффициенты в этой формуле получаются обобщением соответствующих коэффициентов в (3). Особенность этого решения состоит в том, что непосредственно в системе Maple результат найти не удастся. Для решения задачи требуется подобрать вид

знаменателей членов последовательностей, зависящих от n . Коэффициенты в (4) находятся как общие члены последовательностей:

$$\begin{aligned} C_1 &= (320n^6 + 384n^5 + 1080n^4 + 360n^3 + 255n^2 + 21n + 10) / (360n^2), \\ C_2 &= (64n^6 - 128n^5 + 1140n^4 + 520n^3 + 441n^2 + 283n - 70) / (360n^2), \\ C_3 &= (64n^5 + 144n^4 + 124n^3 + 80n^2 - 11n - 2) / (12n^3). \end{aligned} \quad (5)$$

Отсюда, расчетная формула для нижней границы основной собственной частоты колебаний фермы имеет вид:

$$\omega_D^{-2} = m(C_1 a^3 + C_2 c^3 + C_3 h^3) / (h^2 EF). \quad (6)$$

Приближенное аналитическое решение (6) с коэффициентами (5) можно сравнить с первой частотой спектра частот системы с многими степенями свободы, полученной численно. Задача сводится к опеределению собственных чисел матрицы. Для этого используется специальный оператор *Eigenvalues* пакета линейной алгебры *LinearAlgebra* системы Maple. На графике (рис. 3) сравниваются кривые зависимости первой частоты ω_{NM} , полученной численно и ω_D по формуле (6). Кривые весьма близки, а после $n=10$ практически совпадают. Приняты следующие параметры стальной конструкции: $E = 2,0 \cdot 10^5$ МПа, $F = 9 \text{ см}^2$, $m = 300$ кг, $a = 1$ м, $h = 1$ м. Относительная погрешность $\varepsilon = (\omega_{NM} - \omega_D) / \omega_{NM}$.

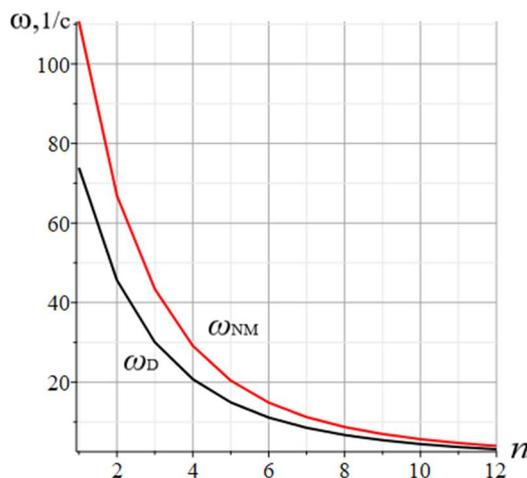


Рис. 3. Зависимость частоты от числа панелей в ферме

Выведенная формула может быть использована для оценки основной частоты колебаний подобной конструкции при большом числе стержней. Известно, что погрешность численного расчета с увеличением числа панелей естественным образом (за счет накопления погрешностей округления) также растет. При этом точность полученного аналитического решения увеличивается. Это дает основание применять найденную зависимость в практических расчетах либо как простой тест, либо для подбора параметров конструкции для ее оптимизации.

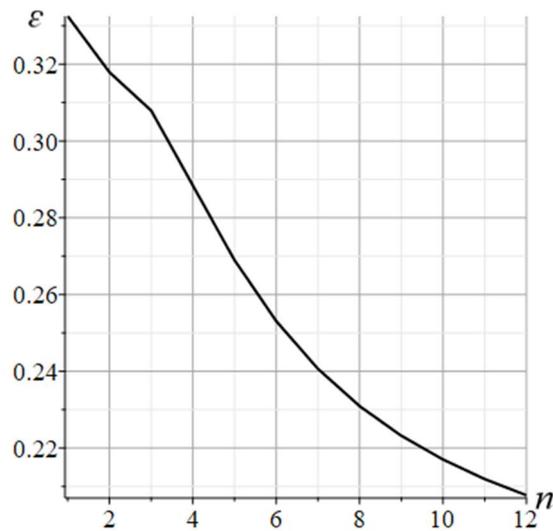


Рис. 4. Погрешность оценки Донкерля в зависимости от числа панелей

Зависимость частоты от высоты фермы. В итоговую формулу (6) высота фермы h входит и в знаменатель, и в числитель. Это дает основание считать, что зависимость частоты от значения высоты сильно нелинейна, что подтверждается графиками на рис. 5. Кривые построены при тех же данных, что и кривые на рис. 3 для ферм с разным числом панелей. Экстремальная точка приходится на фермы с небольшой высотой независимо от числа панелей. Аналитически точку экстремума найти не удастся. Численное решение показывает, что построенные кривые не имеют горизонтальной асимптоты при больших высотах фермы.

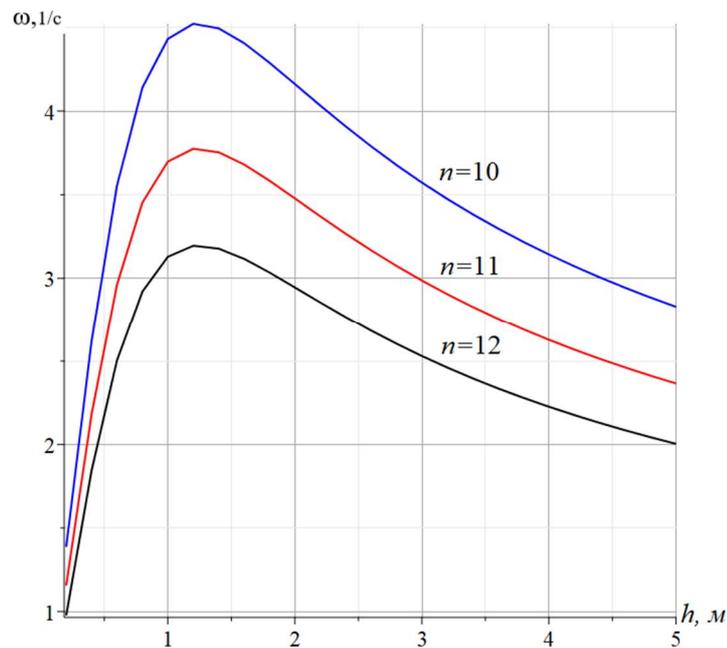


Рис. 5. Зависимость первой частоты от высоты фермы

Заключение

С увеличением числа панелей пролет фермы увеличивается и, как следует из графика на рис. 3, первая частота собственных колебаний монотонно уменьшается. Одновременно заметно уменьшается и ошибка в аналитической оценке. Вывод: полученное аналитическое решение наилучшим образом подходит при расчете ферм с большим количеством панелей, для которых стандартные численные вычисления требуют большее время, а их точность

снижается. Погрешность аналитического решения в разобранным примере колеблется от 21% до 33%.

Работа выполнена при финансовой поддержке РФФ 22-21-00473.

Библиографический список

1. Игнатъев В.А., Игнатъев А.В. Метод конечных элементов в форме классического смешанного метода строительной механики (теория, математические модели и алгоритмы). М.: Издательство АСВ, 2022. 306 с
2. Vatin N.I., Sinelnikov A.S. Footway bridges: cold formed steel cross-section // Construction of Unique Buildings and Structures. 2012. 3(3). Pp. 39–51. doi:10.18720/CUBS.3.5. URL: <https://unistroy.spbstu.ru/article/2012.3.5> (date of application: 17.04.2021)
3. Trainor P.G.S., Shah A.H., Popplewell N. Estimating the fundamental natural frequency of towers by Dunkerley's method // Journal of Sound and Vibration. 1986. 109(2). Pp. 285–292. doi:10.1016/S0022-460X(86)80009-8.
4. Low, K.H. Modified Dunkerley formula for eigenfrequencies of beams carrying concentrated masses // International Journal of Mechanical Sciences. 2000. 42(7). Pp. 1287–1305. doi:10.1016/S0020-7403(99)00049-1.
5. Petrenko V. The natural frequency of a two-span truss. AlfaBuild. 2021. 20 Article No 2001. doi: 10.34910/ALF.20.1
6. Петренко В.Ф. Оценка собственной частоты двухпролётной фермы с учетом жесткости опор // Строительная механика и конструкции. 2021. №4(31). С.16-25. doi 10.36622/VSTU.2021.31.4.002
7. Kirsanov M.N., Safronov V.S. Analytical estimation of the first natural frequency and analysis of a planar regular truss oscillation spectrum // Magazine of Civil Engineering. 2022. 111(3). Article No. 11114. doi: 10.34910/MCE.111.14
8. Sviridenko O. V., Komerzan E. V. The dependence of the natural oscillation frequency of the console truss on the number of panels // Construction of Unique Buildings and Structures. 2022. 101Article No 10101. doi: 10.4123/CUBS.101.1
9. Воробьев О.В. О методах получения аналитического решения для проблемы собственных частот шарнирных конструкций // Строительная механика и конструкции. 2020. № 1 (24). С. 25-38.
10. Петриченко Е.А. Нижняя граница частоты собственных колебаний фермы Финка // Строительная механика и конструкции. 2020. №3 (26). С. 21-29.
11. Кирсанов М.Н. Оценка частоты колебаний опоры линии электропередач // Вестник Московского энергетического института. Вестник МЭИ. 2022. № 5. С. 150-156. doi: 10.24160/1993-6982-2022-5-150-156
12. Кирсанов М.Н. Кинематический анализ и оценка частоты собственных колебаний плоской решетки // Вестник МГСУ. 2022. Т. 17. № 10. С. 1324-1330. doi: 10.22227/1997-0935.2022.10.1324-1330 doi: 10.22227/1997-0935.2022.10.1324-1330
13. Кирсанов М.Н. Метод энергетической коллокации для оценки основной частоты собственных колебаний фермы // Строительная механика и конструкции. 2023. № 1 (36). С. 27-37. doi: 10.36622/VSTU.2023.36.1.001
14. Hutchinson R.G., Fleck N.A. Microarchitected cellular solids — The hunt for statically determinate periodic trusses // ZAMM Zeitschrift fur Angewandte Mathematik und Mechanik. 2005. 85(9). Pp. 607–617. doi:10.1002/zamm.200410208.
15. Hutchinson R.G., Fleck N.A. The structural performance of the periodic truss // Journal of the Mechanics and Physics of Solids. 2006. 54(4). Pp. 756–782. doi:10.1016/j.jmps.2005.10.008.

16. Комерзан Е.В., Свириденко О.В. Статические деформации фермы составной пространственной рамы. Аналитические решения // Строительная механика и конструкции. 2022. №4(35). С.40-48. doi 10.36622/VSTU.2022.35.4.005
17. Dai Qiao. Analytical Dependence of Planar Truss Deformations on the Number of Panels // AlfaBuild. 2021. 17 Article No 1701. doi: 10.34910/ALF.17.1

References

1. Ignatiev V.A., Ignatiev A.V. Finite element method in the form of a classical mixed method of structural mechanics (theory, mathematical models and algorithms). Moscow: ASV Publishing House, 2022. 306 p.
2. Vatin N.I., Sinenikov A.S. Footway bridges: cold formed steel cross-section. Construction of Unique Buildings and Structures. 2012. 3(3). Pp. 39–51. doi:10.18720/CUBS.3.5. URL: <https://unistroy.spbstu.ru/article/2012.3.5> (date of application: 04/17/2021)
3. Trainor, P.G.S., Shah, A.H., Popplewell, N. Estimating the fundamental natural frequency of towers by Dunkerley’s method. Journal of Sound and Vibration. 1986. 109(2). Pp. 285–292. doi:10.1016/S0022-460X(86)80009-8.
4. Low, K.H. Modified Dunkerley formula for eigenfrequencies of beams carrying concentrated masses. International Journal of Mechanical Sciences. 2000.42(7). Pp. 1287–1305. doi:10.1016/S0020-7403(99)00049-1.
5. Petrenko V. The natural frequency of a two-span truss; 2021; AlfaBuild; 20 Article No 2001. doi: 10.34910/ALF.20.1
6. Petrenko V.F. Evaluation of the natural frequency of a two-span truss, taking into account the rigidity of the supports. Structural mechanics and structures. 2021. No. 4 (31). Pp.16-25. doi 10.36622/VSTU.2021.31.4.002
7. Kirsanov M.N., Safronov V.S. Analytical estimation of the first natural frequency and analysis of a planar regular truss oscillation spectrum. Magazine of Civil Engineering. 2022.111(3). Article No. 11114. doi: 10.34910/MCE.111.14
8. Sviridenko O. V., Komerzan E. V. The dependence of the natural oscillation frequency of the console truss on the number of panels. Construction of Unique Buildings and Structures. 2022. 101 Article No. 10101. doi: 10.4123/CUBS.101.1
9. Vorobyov O.V. On methods for obtaining an analytical solution for the problem of natural frequencies of hinged structures. Structural mechanics and structures. 2020. No. 1 (24). Pp. 25-38.
10. Petrichenko E.A. The lower limit of the frequency of natural vibrations of the Fink truss. Structural mechanics and structures. 2020. No. 3 (26). Pp. 21-29.
11. Kirsanov M.N. Estimation of oscillation frequency of a power line support. Bulletin of the Moscow Power Engineering Institute. Bulletin of MPEI. 2022. No. 5. Pp. 150-156. doi: 10.24160/1993-6982-2022-5-150-156
12. Kirsanov M.N. Kinematic Analysis and Estimation of the Frequency of Natural Oscillations of a Flat Lattice. Vestnik MGSU. 2022. V. 17. No. 10. Pp. 1324-1330. doi: 10.22227/1997-0935.2022.10.1324-1330
13. Kirsanov M.N. Energy collocation method for estimating the fundamental frequency of natural oscillations of a truss. Structural mechanics and structures. 2023. No. 1 (36). Pp. 27-37. doi: 10.36622/VSTU.2023.36.1.001
14. Hutchinson R.G., Fleck N.A. Microarchitected cellular solids — The hunt for statically de-terminate periodic trusses. ZAMM Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik. 2005.85(9). Pp. 607–617. doi:10.1002/zamm.200410208.

15. Hutchinson R.G., Fleck N.A. The structural performance of the periodic truss. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. 2006.54(4). Pp. 756–782. doi:10.1016/j.jmps.2005.10.008.
16. Komerzan E.V., Sviridenko O.V. Static deformations of the truss of the composite spatial frame. Analytical solutions. *Structural mechanics and constructions*. 2022. No. 4 (35). Pp. 40-48. doi 10.36622/VSTU.2022.35.4.005
17. Dai Qiao. Analytical Dependence of Planar Truss Deformations on the Number of Panels. *AlfaBuild*. 2021. 17 Article No 1701. doi: 10.34910/ALF.17.1

FORMULA FOR THE FUNDAMENTAL FREQUENCY OF NATURAL OSCILLATIONS EXTERNALLY STATICALLY INDETERMINATE TRUSS

M. N. Kirsanov¹ , S. Jiakuan²

National Research University «MPEI»^{1,2}
Russia, Moscow

¹Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Professor of the Department of Robotics, Mechanotronics, Dynamics and Strength of Machines, tel.: +7(495)362-73-14, e-mail: c216@ya.ru

²Student of the Department of Robotics, Mechanotronics, Dynamics and Strength of Machines, tel: +7(495)362-77-19; e-mail:SunT@mpei.ru

A scheme of a planar statically determinate beam truss of lattice type with double supports at the ends is proposed. A formula for the dependence of the first frequency of natural oscillations of the truss is derived. The mass of the frame is located at the nodes of the structure. Only vertical oscillations of the masses are considered. The forces in the rods are found by cutting out the knots. The Mohr integral is used to calculate the stiffness of the truss. The Dunkerley method is used to find a lower bound for the first oscillation frequency. The generalization of a number of solutions for trusses with a successively increasing number of panels to an arbitrary order of construction is carried out by induction. The analytical solution is compared with the numerical solution for the first frequency of the entire spectrum of natural oscillations of the structure. The accuracy of the resulting formula increases with the number of panels.

Keywords: truss, double supports, Dunkerley method, oscillations, fundamental frequency, induction, Maple

ОЦЕНКА ОСНОВНОЙ ЧАСТОТЫ КОЛЕБАНИЙ Г-ОБРАЗНОЙ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ФЕРМЫ

Е. В. Комерзан¹, А. Н. Маслов²

Национальный исследовательский университет «МЭИ»^{1,2}

Россия, г. Москва

¹Канд. техн. наук, доцент кафедры робототехники, мехатроники, динамики и прочности машин, тел.: + 7(495) 362-77-19, e-mail: KomerzanYV@mpei.ru

²Старший преподаватель кафедры робототехники, мехатроники, динамики и прочности машин, тел.: + 7(903) 770-56-85, e-mail: maslovanton@list.ru

Рассматривается схема пространственной статически определимой фермы (кронштейна), предназначенной для крепления различных приборов и устройств. Выводится формула зависимости первой частоты свободных колебаний фермы от геометрических параметров конструкции, числа панелей консоли и числа панелей в вертикальной стойке. Масса фермы распределяется равномерно по ее узлам. Каждый узел имеет две степени свободы в плоскости конструкции. Расчет жесткости фермы выполняется в аналитической форме по формуле Максвелла – Мора. Для оценки первой частоты собственных колебаний используется метод Донкерлея. Обобщение серии решений для ферм с различным числом панелей на общий случай производится методом индукции в системе символьной математики Maple. Сравнение первой частоты, полученной по выведенной формуле, с численным значением первой частоты всего спектра частот показывает хорошую точность аналитической оценки, растущую с увеличением порядка конструкции. В осях двух независимых параметров конструкции строятся изолинии частот.

Ключевые слова: пространственная ферма, кронштейн, индукция, Maple, асимптотика, первая частота, метод Донкерлея, изолинии.

Введение. Кронштейны ферменного типа используются как в дорожном строительстве, так и машиностроении. Конструкции такого типа применяются в самолето- и судостроении. Основное практическое достоинство Г-образных кронштейнов – низкая материалоемкость, удобство монтажа, обслуживания и транспортировки. Традиционные плоские модели ферм кронштейнов не всегда позволяют получить требуемую информацию о динамических свойствах конструкции. Для расчета статически неопределимых ферм пространственного типа инженеры используют метод конечных элементов [1-3]. Упрощение модели до статически определимой, в которой все узлы моделируются шарнирами, позволяет получить аналитическое решение для первой частоты по приближенному методу Донкерлея. Этот метод дает нижнюю границу первой собственной частоты – наиболее важной динамической характеристике конструкции. Особую ценность аналитические решения для регулярных конструкций приобретают, если в расчетную формулу входит порядок регулярности конструкции (число панелей, например).

Известны формулы зависимости нижней границы первой частоты собственных колебаний плоских ферм от числа панелей [4-6]. Впервые вопросы существования регулярных статически определимых стержневых систем ферм были подняты в работах Hutchinson R.G. и Fleck N.A. [7,8]. Алгоритмы расчета прогибов плоских регулярных ферм на основе метода индукции с применением возможностей символьной математики Maple использованы в [9-11], пространственных – в [12-14]. Аналитические расчеты элементов строительных конструкций с применением разложений решений в ряды и операторов Maple приведены в [15,16]. Формула для расчета первой частоты замкнутого прямоугольного пространственного покрытия получена в [17]. В [18] методом индукции найдена нижняя

оценка первой частоты собственных колебаний пространственной консоли с произвольным числом панелей. Собственные колебания пространственной модели опоры линии электропередач изучены в [19, 20]. Для оценки первой частоты в этих работах использовался метод парциальных частот Донкерлея. В справочниках [21-23] собраны различные схемы плоских регулярных ферм и формулы для расчета их прогиба. Двухсторонняя оценка первой частоты собственных колебаний плоской фермы получена в [24]. Аналитический расчет прогиба и усилий в стержнях плоской внешне статически неопределимой фермы с произвольным числом панелей выполнен в [25]. Зависимости прогиба плоских регулярных ферм от числа панелей в системе Maple получены в [26, 27].

Схема конструкции. Г-образная конструкция фермы составлена из m панелей в стойке и n панелей в консольной части (рис. 1). Все панели при $h=a$ одинаковые и представляют собой четырехгранные стержневые пирамиды высотой a с основанием $2h \times 2b$ (рис. 2). Одна опора в основании конструкции – сферический шарнир, другая опора – цилиндрический шарнир и одна – вертикальная стойка. Статика пространственной модели подобного Г-образного кронштейна рассчитывалась в [28], плоской модели этой же конструкции – в [29]. Отличительная особенность рассматриваемой регулярной фермы – это ее два независимых параметра регулярности: m и n . Если ставится цель найти решение для произвольных параметров m и n , то это существенно усложняет решение. Здесь сначала надо найти общее решение для фиксированного значения m , например, $m=1$ и произвольного n , затем повторить все расчеты и обобщения для $m=2, 3$ и далее, пока не удастся найти обобщение и по параметру m . Для надежности решение можно повторить в обратном порядке: сначала по m , затем по n .

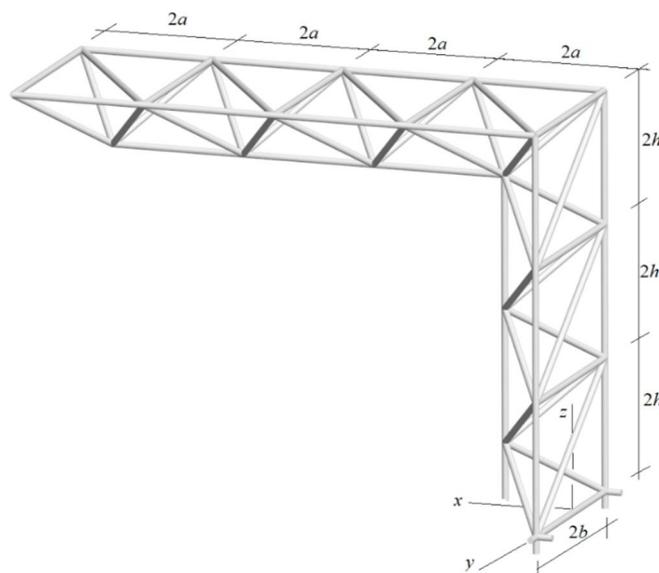


Рис. 1. Ферма, $n=4, m=3$

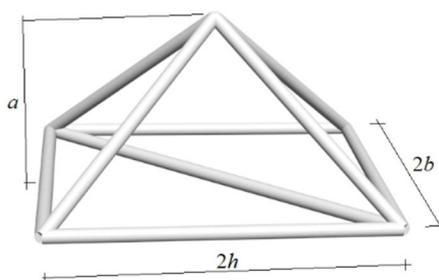


Рис. 2. Панель фермы

В программу расчета усилий, записанную на языке Maple, вводятся координаты узлов и порядок соединения стержней в узлы (рис. 3).

```

for i to m+1 do
  x[i,1]:=0: x[i,2]:=2*b: x[i,3]:=2*a*(i-1):
od:
for i to n do
  x[i+m+1,1]:=2*a*i: x[i+m+1,2]:=2*b: x[i+m+1,3]:=2*a*m:
od:
for i to n+m+1 do
  x[i+m+n+1,1]:=x[i,1]: x[i+m+n+1,2]:=0: x[i+m+n+1,3]:=x[i,3]:
od:
for i to m do
  x[i+2*m+2*n+2,1]:=h: x[i+2*m+2*n+2,2]:=b: x[i+2*m+2*n+2,3]:=2*a*i-
a:
od:
for i to n-1 do
  x[i+3*m+2*n+2,1]:=2*a*i+a: x[i+3*m+2*n+2,2]:=b:
  x[i+3*m+2*n+2,3]:=2*a*m-h:
od:

```

Здесь координаты x_i, y_i, z_i узла i обозначены как $x[i,1], x[i,2], x[i,3]$ соответственно. Начало координат находится на оси симметрии в основании опоры.

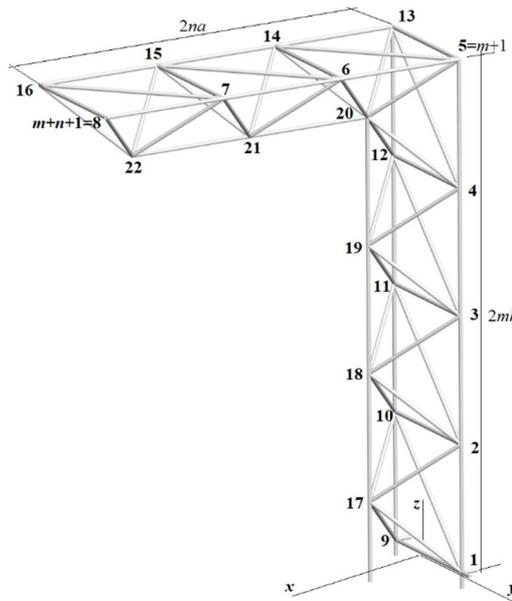


Рис. 3. Нумерация узлов фермы, $n=3, m=4$

Конструкция состоит из $\eta = 9(n+m) + 3$ стержней. В это число входят и шесть стержней опорных связей. Число узлов $u = 3(n+m) + 1$. Расчет усилий, необходимых для определения жесткости конструкции, производится в системе Maple методом вырезания узлов в символьной форме.

Метод Донкерлея. Предполагается, что каждая масса, сосредоточенная в узле фермы, имеет две степени свободы: горизонтальное перемещение по направлению оси x и перемещение по вертикали z . Таким образом, общее число степеней свободы системы масс фермы равно удвоенному числу узлов $N = 2u$. Приближенное решение по методу

Донкерлея для нижней оценки первой частоты колебаний ω_D выражается через парциальные частоты:

$$\omega_D^{-2} = \omega_{D,x}^{-2} + \omega_{D,z}^{-2} = \sum_{k=1}^u \omega_{k,x}^{-2} + \omega_{k,z}^{-2}, \quad (1)$$

где $\omega_{k,x}$ – парциальная частота колебаний массы M в узле фермы по направлению оси x , $\omega_{k,z}$ – парциальная частота по направлению оси z . Парциальные частоты колебаний по оси x следуют из уравнения колебаний отдельной массы: $M\ddot{x}_k + d_k x_k = 0$, где d_k – коэффициент жесткости, x_k – смещение массы, \ddot{x}_k – ускорение. Парциальная частота колебаний имеет вид:

$\omega_{k,x} = \sqrt{d_k / M}$. Коэффициент жесткости вычисляется по формуле Максвелла–Мора:

$$\delta_k = 1 / d_k = \sum_{\alpha=1}^{\eta} \left(\tilde{S}_{\alpha}^{(k)} \right)^2 l_{\alpha} / (EF). \quad \text{Суммирование производится по всем стержням фермы.}$$

Здесь обозначено: $\tilde{S}_{\alpha}^{(k)}$ – усилия в стержне с номером α от действия единичной горизонтальной силы, приложенной к узлу, где расположена масса с номером k . Из (1) следует:

$$\omega_{D,x}^{-2} = M \sum_{k=1}^u \delta_k = M \Delta_{n,m,x}. \quad (2)$$

Вычисление жесткости фермы по формуле Максвелла–Мора по результатам расчета усилий в стержнях от последовательного действия на узлы фермы единичной нагрузки по направлению оси x показывает, что искомый коэффициент $\Delta_{n,m,x}$ имеет вид:

$$\Delta_{n,m,x} = (C_1 a^3 + C_2 b^3 + C_3 c^3 + C_4 d^3) / (h^2 EF). \quad (3)$$

Здесь введены обозначения: $c = \sqrt{a^2 + b^2 + h^2}$, $d = \sqrt{a^2 + b^2}$.

Вычисления производятся в два этапа. Сначала фиксируется число панелей в вертикальной стойке $m=1$. Последовательный расчет коэффициента $\Delta_{n,1,x}$ при различных n дает:

$$\begin{aligned} \Delta_{1,1,x} &= (122a^3 + 17b^3 + 17c^3 + 16d^3) / (2EFh^2), \\ \Delta_{2,1,x} &= (100a^3 + 13b^3 + 13c^3 + 12d^3) / (EFh^2), \\ \Delta_{3,1,x} &= (292a^3 + 35b^3 + 35c^3 + 32d^3) / (2EFh^2), \\ \Delta_{4,1,x} &= 2(98a^3 + 11b^3 + 11c^3 + 10d^3) / (EFh^2), \dots \end{aligned}$$

Операторы пакета `genfunc` системы Maple дают следующее обобщение этих формул:

$$\Delta_{n,1,x} = ((6n^2 + 60n + 56)a^3 + (9n + 8)b^3 + (9n + 8)c^3 + (8n + 8)d^3) / (2EFh^2). \quad (4)$$

Аналогичным образом, при $m=2$ получается зависимость:

$$\Delta_{n,2,x} = ((6n^2 + 304n + 306)a^3 + (17n + 25)b^3 + (19n + 25)c^3 + (16n + 24)d^3) / (2EFh^2). \quad (5)$$

Для того, чтобы получить обобщение формул (4) и (5) на произвольное значение m , необходимо получить такие же формулы при $m=3, 4, \dots, 10$. Для оператора `rsolve` этого достаточно, чтобы вывести общую зависимость (3) с коэффициентами:

$$\begin{aligned}
C_1 &= 3m^4 + (12n + 6)m^3 + (12n + 10)m^2 + 3n^2 + (2n + 8)m + 4n + 1, \\
C_2 &= (4m^2 + (8n + 5)m + n - 1) / 2, \\
C_3 &= (5m^2 + (10n + 2)m - n + 1) / 2, \\
C_4 &= 2m^2 + (4n + 2)m.
\end{aligned} \tag{6}$$

Точно так же в два этапа для случая вертикальных парциальных частот получаются коэффициенты в формуле:

$$\Delta_{n,m,z} = (C_5 a^3 + C_6 b^3 + C_7 c^3 + C_8 d^3) / (h^2 EF). \tag{7}$$

Метод индукции дает:

$$\begin{aligned}
C_5 &= 3m^2 + (12n^3 + 6n^2 + 4n + 3)m + (n + 1)(3n^3 - n^2 + 2), \\
C_6 &= n(2n^2 + n + 1), \\
C_7 &= n(4n^2 + 3n + 1) / 2, \\
C_8 &= 2n(n + 1).
\end{aligned} \tag{8}$$

С учетом суммирования (1) из (3), (6)–(8) следует расчетная формула для нижней границы первой частоты:

$$\omega_D = h \sqrt{\frac{EF}{M(c_1 a^3 + c_2 b^3 + c_3 c^3 + c_4 d^3)}}, \tag{9}$$

где суммы соответствующих коэффициентов $c_i = C_i + C_{i+4}$, $i = 1, \dots, 4$, имеют вид:

$$\begin{aligned}
c_1 &= 3n^4 + 2(6m + 1)n^3 + 2(1 + 3m)n^2 + 6(m + 1)(2m^2 + 1)n + 11m + 13m^2 + 3m^4 + 3 + 6m^3, \\
c_2 &= (4n^3 + 2n^2 + (8m + 3)n + 4m^2 + 5m - 1) / 2, \\
c_3 &= (4n^3 + 3n^2 + 10mn + 2m + 5m^2 + 1) / 2, \\
c_4 &= 2n^2 + (4m + 2)n + 2m(m + 1).
\end{aligned} \tag{10}$$

Эти коэффициенты при $m = n$ упрощаются:

$$\begin{aligned}
c_1 &= 30n^4 + 26n^3 + 21n^2 + 17n + 3, \\
c_2 &= 4n^3 + 14n^2 + 8n - 1, \\
c_3 &= 4n^3 + 18n^2 + 2n + 1, \\
c_4 &= 4n(2n + 1).
\end{aligned}$$

Для оценки точности полученной формулы первой частоты необходимо рассчитать весь спектр собственных частот и найти минимальную частоту ω_1 . Собственные числа матрицы жесткости в системе Maple можно вычислить оператором *Eigenvalues*, содержащимся в пакете линейной алгебры *LinearAlgebra*. Для примера предполагаются размеры фермы: $a = h = 3\text{м}$. Массы в узлах $M = 500\text{кг}$, площадь сечений стержней $F = 9 \cdot 10^{-4}\text{м}^2$, $m = 1$, модуль упругости стали $E = 2,1 \cdot 10^5\text{МПа}$. На рис. 4 сравниваются кривые зависимости частот ω_D и ω_1 от числа панелей при $b = 2\text{м}$. Для вычисления используется зависимость (9) с коэффициентами (10).

Полученная аналитическая зависимость по методу Донкерлея весьма близка к численному решению. Чем больше панелей в ригеле, тем меньше погрешность формулы (9). Если ввести безразмерную величину погрешности $\varepsilon = (\omega_1 - \omega_D) / \omega_1$, то оценить полученное решение можно точнее. На рис. 5 показана зависимость относительной погрешности от числа панелей при разных высотах фермы. Для ферм с меньшей высотой

погрешность немного меньше. Начиная с некоторого числа панелей n , погрешность принимает вполне допустимые для приближенного решения значения. Для большего числа панелей m в стойке зависимость погрешности остается почти такой же, а частота почти пропорционально уменьшается.

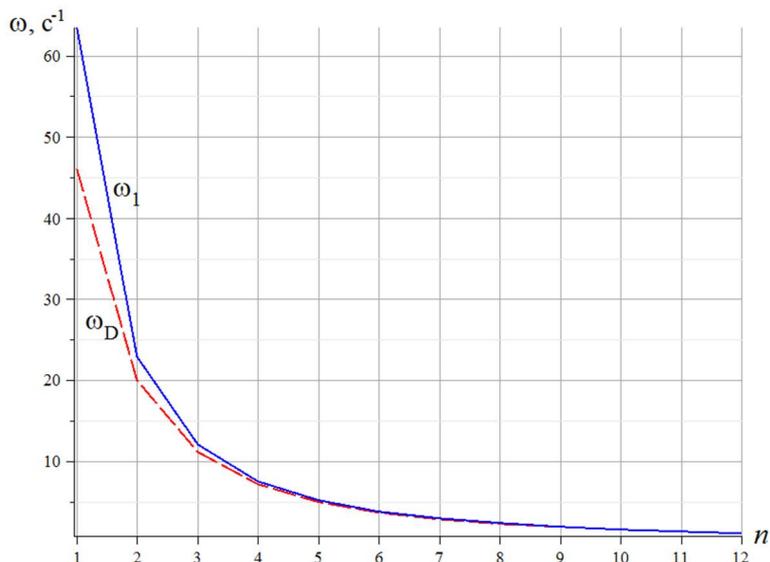


Рис. 4. Сравнение зависимости первой частоты ω_D от числа панелей по формуле Донкерлея и первой частоты спектра ω_1 , полученной численно, $m=1$

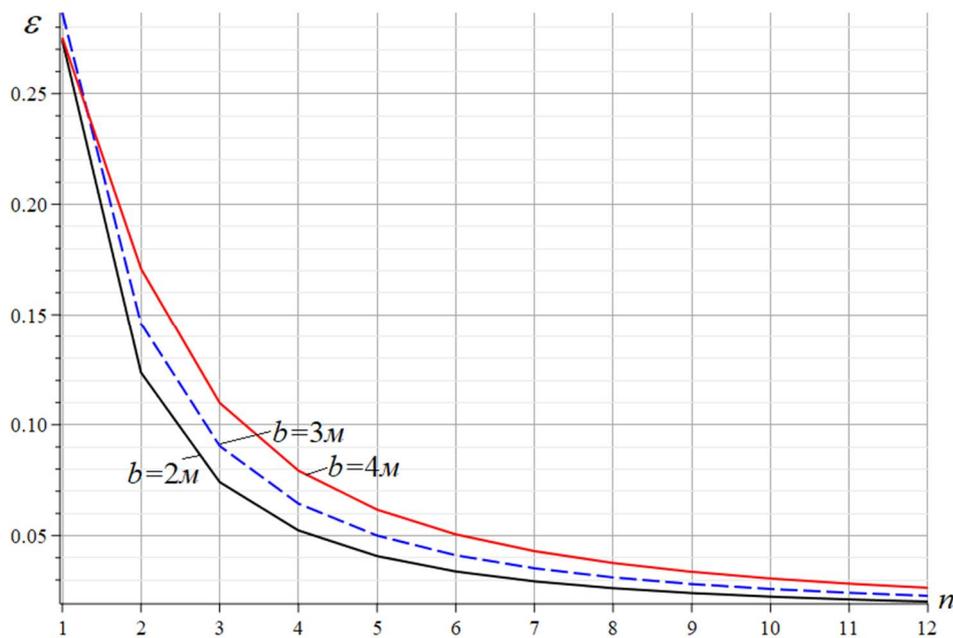


Рис. 5. Относительная погрешность аналитического решения, $m=1$

Используя тот факт, что в рассматриваемой конструкции есть два независимых порядка регулярности, для ее наглядной оценки частотной характеристики можно построить изолинии кривых первой частоты (рис. 6). Кривые построены при тех же конструктивных данных фермы, что и рис. 4. Заметно сгущение кривых при увеличении частоты. Частотные изолинии удобно использовать для подбора параметров регулярности m и n при проектировании конструкции с заданной первой частотой. Особенно это актуально для того, чтобы вывести частотный спектр конструкции из опасной, в смысле возможного резонанса, зоны.

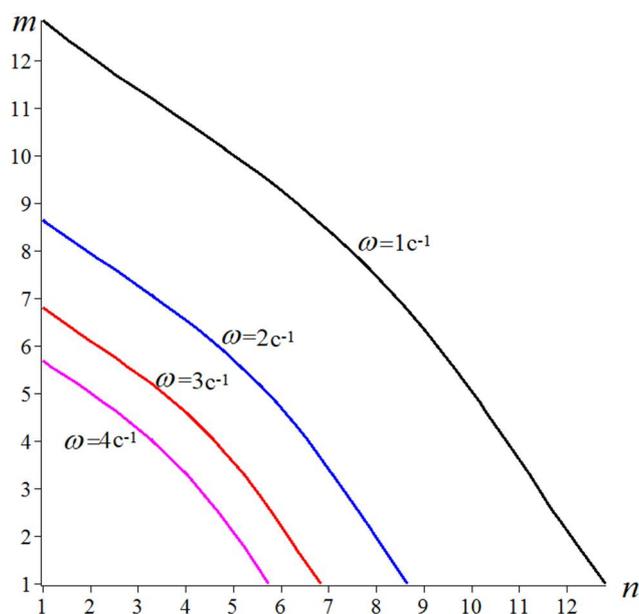


Рис. 6. Частотные изолинии фермы

Заключение. Рассмотрена схема регулярной статически определимой пространственной фермы. Найдена аналитическая оценка первой собственной частоты конструкции. Показано, что с увеличением числа панелей точность оценки растет. Построена картина частотных изолиний, сгущающаяся при увеличении частоты колебаний.

Работа выполнена при финансовой поддержке РФФ 22-21-00473.

Библиографический список

1. Козлов А.В., Козлов В.А. Напряженно-деформированное состояние составной конструкции с учетом податливости на сдвиг между железобетонной плитой и стальной балкой // Строительная механика и конструкции. – 2021. – №2 (29). – С. 48–61.
2. Игнатъев В.А., Игнатъев А.В. Метод конечных элементов в форме классического смешанного метода строительной механики (теория, математические модели и алгоритмы). – М.: Издательство АСВ, 2022. – 306 с
3. Vatin N.I., SineInikov A.S. Footway bridges: cold formed steel cross-section // Construction of Unique Buildings and Structures. – 2012. – № 3(3). – Pp. 39–51. DOI:10.18720/CUBS.3.5. URL: <https://unistroy.spbstu.ru/article/2012.3.5> (date of application: 17.04.2021)
4. Petrenko V. The natural frequency of a two-span truss // AlfaBuild. – 2021. – № 20 –Article No 2001. DOI: 10.34910/ALF.20.1
5. Петренко В.Ф. Оценка собственной частоты двухпролётной фермы с учетом жесткости опор // Строительная механика и конструкции. – 2021. – №4(31). – С.16-25. DOI 10.36622/VSTU.2021.31.4.002
6. Kirsanov M.N., Safronov V.S. Analytical estimation of the first natural frequency and analysis of a planar regular truss oscillation spectrum // Magazine of Civil Engineering. – 2022. – №111(3). – Article No. 11114. DOI: 10.34910/MCE.111.14

7. Hutchinson, R.G., Fleck, N.A. The structural performance of the periodic truss // *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. – 2006. – № 54(4). – Pp. 756–782. DOI:10.1016/j.jmps.2005.10.008.
8. Hutchinson, R.G., Fleck, N.A. Microarchitected cellular solids – The hunt for statically determinate periodic trusses // *ZAMM Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*. – 2005. – № 85(9). – Pp. 607–617. DOI:10.1002/zamm.200410208.
9. Buka-Vaivade K., Kirsanov M.N., Serdjucs D.O. Calculation of deformations of a cantilever-frame planar truss model with an arbitrary number of panels // *Vestnik MGSU*. – 2020. – № 4. – Pp. 510–517. DOI:10.22227/1997-0935.2020.4.510-517
10. Kirsanov M.N. Deformations and Natural Frequency of a Triangular truss: Analytical Solutions // *Construction of Unique Buildings and Structures*. – 2022. – № 100. – Article No 10005. DOI: 10.4123/CUBS.100.5
11. Кирсанов М.Н., Льюнг К. Л. Прогиб и нижняя граница основной частоты собственных колебаний балочной фермы // *Строительная механика и конструкции*. – 2022. – №4(35). – С. 24-33. DOI. 10.36622/VSTU.2022.35.4.003
12. Kirsanov M., Luong C. Natural frequency spectra of spatial structure // *Construction of Unique Buildings and Structures*. – 2023. – № 106. – Article No 10604. DOI: 10.4123/CUBS.106.04
13. Кирсанов М.Н. Формулы для расчета деформаций и собственной частоты свободных колебаний шестигранной башни // *Научный журнал строительства и архитектуры*. – 2023. – № 1(69). – С. 113–122. DOI: 10.36622/VSTU.2023.69.1.009.
14. Kirsanov M., Luong C. L. Frequency spectrum of natural oscillations of the spatial structure of the rod pyramid // *Construction of Unique Buildings and Structures*. – 2023. – № 107. – Article No 10702. DOI: 10.4123/CUBS.107.2
15. Goloskokov D.P., Matrosov A. V. A Superposition Method in the Analysis of an Isotropic Rectangle // *Applied Mathematical Sciences*. – 2016. – 10(54). DOI:10.12988/ams.2016.67211. URL: www.m-hikari.com<http://dx.doi.org/10.12988/ams.2016.67211> (date of application: 17.06.2020).
16. Goloskokov D.P., Matrosov A. V. Comparison of two analytical approaches to the analysis of grillages. International Conference on “Stability and Control Processes” in Memory of V.I. Zubov, SCP 2015 // *Proceedings*. – 2015. – Pp. 382–385. DOI:10.1109/SCP.2015.7342169.
17. Kirsanov M.N. Deformations And Spatial Structure Vibrations Frequency of The Rectangular Contour Type Cover: Analytical Solutions // *Construction of Unique Buildings and Structures*. – 2021. – № 98. – Article No 9805. DOI: 10.4123/CUBS.98.5
18. Kirsanov M., Vorobyev O. Calculating of a spatial cantilever truss natural vibration frequency with an arbitrary number of panels: analytical solution; 2021 // *Construction of Unique Buildings and Structures*. – № 94. – Article No 9402. DOI: 10.4123/CUBS.94.2
19. Kirsanov M., Khromatov V. Deformation of the transmission towers: analytical solution // *Construction of Unique Buildings and Structures*. – 2021. – № 96. – Article No 9602. DOI: 10.4123/CUBS.96.2
20. Кирсанов М.Н. Оценка частоты колебаний опоры линии электропередач // *Вестник Московского энергетического института // Вестник МЭИ*. – 2022. – № 5. – С. 150-156. DOI: 10.24160/1993-6982-2022-5-150-156
21. Кирсанов М.Н. Плоские фермы. Схемы и расчетные формулы: справочник. – М.: ИНФРА-М, 2019. – 238 с. doi:10.12737/textbook_5c3c4183ee7be5.95025996

22. Кирсанов М.Н. Плоские фермы. Схемы и расчетные формулы: справочник. – М.: ИНФРА-М, 2019. – Т. 2. – 285 с. DOI: 10.12737/1918490
23. Кирсанов М.Н. Плоские фермы. Схемы и расчетные формулы: справочник. – М.: ИНФРА-М, 2023. – Т.3. – 178 с. DOI: 10.12737/1939108
24. Vorobev O. Bilateral analytical estimation of first frequency of a plane truss // Construction of Unique Buildings and Structures. – 2020. – Vol. 92. – Article No 9204. DOI: 10.18720/CUBS.92.4
25. Комерзан Е.В., Свириденко О.В. Аналитический расчет прогиба плоской внешне статически неопределимой фермы с произвольным числом панелей // Строительная механика и конструкции. – 2021. – №2 (29). – С. 29–37.
26. Dai Qiao. Analytical Dependence of Planar Truss Deformations on the Number of Panels // AlfaBuild. – 2021. – № 17. – Article No 1701. DOI: 10.34910/ALF.17.1
27. Комерзан Е.В., Лушнов Н.А., Осипова Т.С. Аналитический расчет прогиба плоской шпренгельной фермы с произвольным числом панелей // Строительная механика и конструкции. – 2022. – №2(33). – С. 17-25. DOI. 10.36622/VSTU.2022.33.2.002
28. Кирсанов М.Н. Расчет Г-образной фермы крепления дорожных знаков и оборудования // Научный журнал строительства и архитектуры. – 2019. – № 1 (53). – С. 84-92.
29. Kirsanov M. N., Jiaxuan S. Analytical dependence of the lower bound of the natural oscillation frequencies of the manipulator truss from the number of panels // Строительная механика и конструкции. – 2021. – № 1. – С. 32-38.

References

1. Kozlov A.V., Kozlov V.A. Stress-strain state of a composite structure taking into account shear compliance between a reinforced concrete slab and a steel beam. Structural mechanics and structures. 2021. No. 2 (29). Pp. 48–61.
2. Ignatiev V.A., Ignatiev A.V. Finite element method in the form of a classical mixed method of structural mechanics (theory, mathematical models and algorithms). Moscow: ASV Publishing House, 2022. 306 p.
3. Vatin N.I., Sinelnikov A.S. Footway bridges: cold formed steel cross-section. Construction of Unique Buildings and Structures. 2012. 3(3). Pp. 39–51. DOI:10.18720/CUBS.3.5. URL: <https://unistroy.spbstu.ru/article/2012.3.5> (date of application: 04/17/2021)
4. Petrenko V. The natural frequency of a two-span truss. AlfaBuild. 2021. 20 Article No 2001. DOI: 10.34910/ALF.20.1
5. Petrenko V.F. Evaluation of the natural frequency of a two-span truss, taking into account the rigidity of the supports. Structural mechanics and structures. 2021. No. 4 (31). Pp.16-25. DOI: 10.36622/VSTU.2021.31.4.002
6. Kirsanov M.N., Safronov V.S. Analytical estimation of the first natural frequency and analysis of a planar regular truss oscillation spectrum. Magazine of Civil Engineering. 2022.111(3). Article No. 11114. DOI: 10.34910/MCE.111.14
7. Hutchinson, R.G., Fleck, N.A. The structural performance of the periodic truss. Journal of the Mechanics and Physics of Solids. 2006.54(4). Pp. 756–782. DOI:10.1016/j.jmps.2005.10.008.
8. Hutchinson, R.G., Fleck, N.A. Microarchitected cellular solids - The hunt for statically determinate periodic trusses. ZAMM Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik. 2005.85(9). Pp. 607–617. DOI:10.1002/zamm.200410208.

9. Buka-Vaivade, K., Kirsanov, M.N., Serdjuks, D.O. Calculation of deformations of a cantilever-frame planar truss model with an arbitrary number of panels. *Vestnik MGSU*. 2020. (4). Pp. 510–517. DOI:10.22227/1997-0935.2020.4.510-517
10. Kirsanov M.N. Deformations and Natural Frequency of a Triangular truss: Analytical Solutions. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2022. 100. Article No 10005. DOI: 10.4123/CUBS.100.5
11. Kirsanov M.N., Luong K.L. Deflection and lower limit of the main frequency of natural oscillations of a beam truss. *Structural mechanics and structures*. 2022. No. 4(35). Pp. 24-33. DOI 10.36622/VSTU.2022.35.4.003
12. Kirsanov M., Luong C. Natural frequency spectra of spatial structure. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2023. 106 Article No 10604. DOI: 10.4123/CUBS.106.04
13. Kirsanov M. N. Formulas for calculating deformations and natural frequency of free vibrations of a hexagonal tower. *Scientific Journal of Construction and Architecture*. 2023. No. 1(69). Pp. 113–122. DOI: 10.36622/VSTU.2023.69.1.009.
14. Kirsanov M., Luong C. L. Frequency spectrum of natural oscillations of the spatial structure of the rod pyramid. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2023. 107. Article No. 10702. DOI: 10.4123/CUBS.107.2
15. Goloskokov D.P., Matrosov A.V. A Superposition Method in the Analysis of an Isotropic Rectangle. *Applied Mathematical Sciences*. 2016. 10(54). DOI:10.12988/ams.2016.67211. URL: www.m-hikari.com/http://dx.doi.org/10.12988/ams.2016.67211 (date of application: 06/17/2020).
16. Goloskokov D.P., Matrosov A. V. Comparison of two analytical approaches to the analysis of grillages. *International Conference on “Stability and Control Processes” in Memory of V.I. Zubov, SCP 2015. Proceedings*. 2015. pp. 382–385. DOI:10.1109/SCP.2015.7342169.
17. Kirsanov M.N. Deformations And Spatial Structure Vibrations Frequency of The Rectangular Contour Type Cover: Analytical Solutions. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2021. 98 Article No 9805. DOI: 10.4123/CUBS.98.5
18. Kirsanov M., Vorobyev O. Calculating of a spatial cantilever truss natural vibration frequency with an arbitrary number of panels: analytical solution. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2021. 94 Article No 9402. DOI: 10.4123/CUBS.94.2
19. Kirsanov M., Khromatov V. Deformation of the transmission towers: analytical solution. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2021. 96. Article No 9602. DOI: 10.4123/CUBS.96.2
20. Kirsanov M.N. Estimation of oscillation frequency of a power line support. *Bulletin of the Moscow Power Engineering Institute. Bulletin of MPEI*. 2022. No. 5. Pp. 150-156. DOI: 10.24160/1993-6982-2022-5-150-156
21. Kirsanov M.N. Planar trusses. Schemes and formulas: a handbook. M.: INFRA-M, 2019. 238 p. DOI:10.12737/textbook_5c3c4183ee7be5.95025996
22. Kirsanov M.N. Planar trusses. Schemes and formulas: a handbook. Volume 2. M.: INFRA-M, 2019. 285 p. DOI: 10.12737/1918490
23. Kirsanov M.N. Planar trusses. Schemes and formulas: a handbook. Volume 3. M.: INFRA-M, 2023. 178 p. DOI: 10.12737/1939108
24. Vorobev O. Bilateral analytical estimation of the first frequency of a plane truss. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2020 Vol. 92. Article No 9204 DOI: 10.18720/CUBS.92.4

25. Komerzan E.V., Sviridenko O.V. Analytical calculation of the deflection of a flat externally statically indeterminate truss with an arbitrary number of panels. *Structural mechanics and structures*. 2021. No. 2 (29). Pp. 29–37.
26. Dai Qiao. Analytical Dependence of Planar Truss Deformations on the Number of Panels. *AlfaBuild*. 2021. 17 Article No 1701. DOI: 10.34910/ALF.17.1
27. Komerzan E.V., Lushnov N.A., Osipova T.S. Analytical calculation of the deflection of a flat truss truss with an arbitrary number of panels. *Structural mechanics and structures*. 2022. No. 2(33). Pp. 17-25. DOI: 10.36622/VSTU.2022.33.2.002
28. Kirsanov M.N. Calculation of the L-shaped truss for fastening road signs and equipment. *Scientific journal of construction and architecture*. 2019. No. 1 (53). Pp. 84-92.
29. Kirsanov M. N., Jiakuan S. Analytical dependence of the lower bound of the natural oscillation frequencies of the manipulator truss from the number of panels. 2021. 1. Pp. 32-38.

ESTIMATION OF THE L-SHAPED SPATIAL TRUSS FUNDAMENTAL FREQUENCY OSCILLATIONS

E. V. Komerzan¹, A. N. Maslov²

National Research University «MPEI»^{1,2}
Moscow, Russia

¹ PhD of Tech. Sciences, Associate professor of the Department of Robotics, Mechanotronics, Dynamics and Strength of Machines, tel. : + 7(495) 362-77-19, e-mail: KomerzanYV@mpei.ru

²Senior Lecturer of the Department of Robotics, Mechanotronics, Dynamics and Strength of Machines, tel. : + 7(903)770-56-85, e-mail: maslovanton@list.ru

The scheme of a spatial statically determinate truss (bracket) designed for fastening various devices and devices is considered. A formula is derived for the dependence of the first frequency of free vibrations of the truss on the geometric parameters of the structure, the number of console panels and the number of panels in the vertical rack. The mass of the truss is distributed evenly across its nodes. Each node has two degrees of freedom in the plane of the structure. The stiffness of the truss is calculated in an analytical form according to the Maxwell - Mohr formula. The Dunkerley method is used to estimate the first natural frequency. The generalization of a series of solutions for trusses with a different number of panels to the general case is carried out by induction in the Maple symbolic mathematics system. Comparison of the first frequency obtained by the derived formula with the numerical value of the first frequency of the entire frequency spectrum shows a good accuracy of the analytical estimate, which increases with the order of construction. Frequency isolines are constructed in the axes of two independent design parameters.

Keywords: spatial truss, bracket, induction, Maple, asymptotics, first frequency, Dunkerley method, isolines

ФОРМУЛА ДЛЯ НИЖНЕЙ ОЦЕНКИ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ ПЛОСКОЙ РЕГУЛЯРНОЙ БАЛОЧНОЙ ФЕРМЫ С ПРЯМОЛИНЕЙНЫМ ВЕРХНИМ ПОЯСОМ

Е. Д. Щиголь

Национальный исследовательский университет «МЭИ»

Россия, г. Москва

Студентка кафедры робототехники, мехатроники, динамики и прочности машин, тел.: +7(916)756-91-15,
e-mail: kateshch@yandex.ru

Рассмотрена плоская статически определимая ферма, имеющая форму плоской рамы. Верхний пояс прямолинейный, нижний — криволинейный. Конструкция установлена на двух опорах: неподвижной и подвижной. Силы в стержнях покрытия определяются путем вырезания узлов с использованием программного пакета для научных и технических аналитических расчётов Maple. Анализ последовательностей коэффициентов в решениях для отдельных ферм с различным количеством панелей дает выражения для решения в общем виде. В результате исследования установлена зависимость нижней границы первой собственной частоты колебаний фермы от ее размера, массы и количества панелей в аналитической форме. Итоговые формулы получены путем обобщения ряда отдельных решений с применением метода индукции. Используется нижняя оценка первой частоты по Донкерлею.

Ключевые слова: ферма, число панелей, плоская рама, Maple, собственная частота, метод Донкерлея, прогиб.

Введение. Конструкции, представляющие собой фермы, широко применяются в строительстве по причине того, что имеют меньшую массу и стоимость относительно монолитных сооружений. В настоящее время в инженерной практике большинство задач наряду с численным решением используют аналитический метод, суть которого сводится к разложению целого на составные части и анализу каждой из них отдельно с целью более глубокого понимания происходящих процессов в них при воздействии на конструкцию извне. Далее результаты, полученные для отдельных составляющих, объединяются при помощи метода индукции. При этом данный алгоритм позволяет получать не просто аналитические решения [1 – 4], а небольшие формулы, которые будут справедливы для конструкции различного порядка регулярности [5], при этом под порядком можно понимать, скажем, число панелей фермы. Справочник [6] содержит схемы арочных и рамных ферм, а также формулы для прогиба [7 – 11] и усилий в критических опорных стержнях. При исследовании данной задачи были использованы труды двух учёных R. G. Hutchinson и N. A. Fleck, которые стояли на пороге отыскания аналитических решения для статически определимых регулярных стержневых конструкций [12]. В [13] получено аналитическое решение задачи о деформации фермы пространственного шестигранного купола с регулярным основанием. Для определения аналитических оценок первой собственной частоты свободных колебаний ферм по методу Донкерлея [14 – 18] используется метод математической индукции. Получены также формулы для расчета консольных, балочных и арочных ферм [19 – 20].

Описание объекта исследования

На рис. 1 представлена плоская ферма, которая состоит из n панелей в половине пролета. Левая опора — подвижный шарнир, а правая — неподвижный. Длина пролета фермы: $L = 2a(2n - 1)$, где $2a$ — длина горизонтального стержневого элемента конструкции в верхнем поясе. Число стержней конструкции, включая три стержня, моделирующие опоры — $n_s = 8n + 6$.

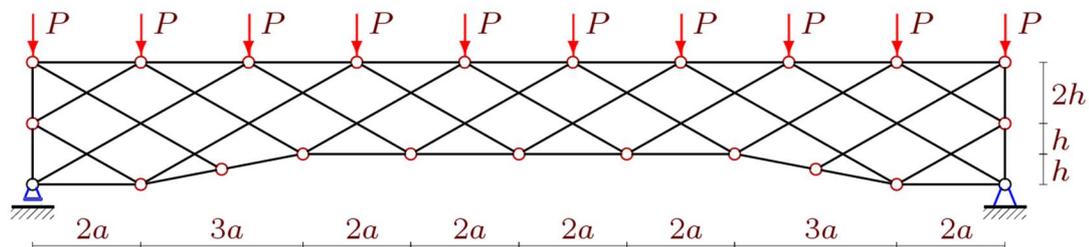


Рис. 1. Схема плоской рамы при $n = 5$ с узловой нагрузкой по верхнему поясу

Нумерация стержней начинается с нижнего пояса (рис. 2), затем нумеруются стержни решетки. В программу, написанную на языке Maple, вводятся координаты узлов. Начало координат с осями XU размещается в подвижной опоре.

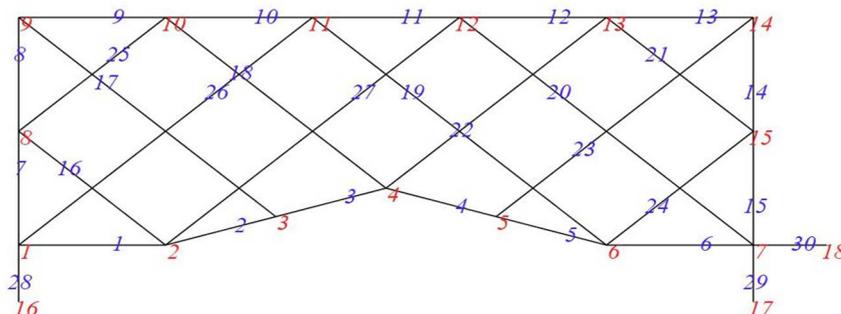


Рис. 2. Схема плоской рамы с нумерацией узлов и стержней при $n = 3$

С использованием упорядоченных списков с номерами концов стержней создаётся схема фермы.

Нижняя оценка по методу Донкерлея

Для расчета частот используется наиболее распространенная и достаточно точная модель инерционных свойств фермы: масса фермы концентрируется во всех ее узлах, кроме опорных. Таким образом, общая масса конструкции равна $m = 300$. Частоты свободных колебаний конструкции определяются из анализа системы уравнений движения масс. Если считать, что массы конструкции движутся вдоль оси Y , выходит, что число степеней свободы конструкции равно $K = 4n + 3$. В матричном виде система записывается следующим образом:

$$mI_K \ddot{Y} + D_K Y = 0. \quad (1)$$

Здесь I_K — единичная матрица, \ddot{Y} — вектор ускорений, D_K — матрица жесткости, Y — вектор смещения масс в узлах фермы. В случае гармонических колебаний с частотой ω справедлива связь $\ddot{Y} = -\omega^2 Y$. Матрица D_K является обратной к матрице податливости B_K . Элементы матрицы (1) определяются при помощи упрощённой формулы Максвелла–Мора, которая имеет вид:

$$b_{i,j} = \sum_{\alpha=1}^{n_{st}} S_{\alpha}^{(i)} S_{\alpha}^{(j)} l_{\alpha} / (EF). \quad (2)$$

Здесь введены следующие обозначения: $b_{i,j}$ — перемещение узла i от действия единичной безразмерной силы, приложенной к узлу j ; $S_{\alpha}^{(i)}$ усилия в стержнях с номерами α от действия единичной силы, приложенной к узлу i , где расположена масса m по направлению движения массы; l_{α} — длина стержня α , n_{st} — число стержней в ферме. При умножении равенства (1) на матрицу B_K задача сводится к проблеме нахождения собственных значений матрицы B_K : $B_K Y = \lambda Y$, где $\lambda = 1/\omega^2 m$ — собственные числа матрицы B_K . Приближенное аналитическое решение для нижней оценки ω_D первой частоты ω_1 выводится по формуле Донкерлея:

$$\omega_D^{-2} = \sum_{p=1}^K \omega_p^{-2}. \quad (3)$$

где ω_p — парциальные частоты.

Значения усилия в стержнях, входящие в (2), определяются методом вырезания узлов.

Для расчета парциальных частот составляется уравнение движения отдельной массы. Предполагается движение по оси K :

$$m\ddot{y}_p + D_p y_p = 0, \quad p = 1, 2, \dots, K. \quad (4)$$

Коэффициент жесткости D_p обратный к коэффициенту податливости, который также как и в системе с K степенями свободы вычисляется по формуле Максвелла–Мора:

$$\delta_p = 1/D_p = \sum_{\alpha=1}^{n_{st}} S_{\alpha}^{(p)^2} l_{\alpha} / (EF).$$

Фактически в такой постановке вычисляются только диагональные элементы матрицы B_K . Из формулы (4) при $y_p = A_p \sin(\omega t + \varphi)$ следует $\omega_p = \sqrt{D_p / m}$. С учетом (3)

$$\text{имеем: } \omega_D^{-2} = m \sum_{p=1}^K \delta_p = m \Delta_n.$$

Стоит отметить, что в данной задаче число панелей n выражается через k соотношением: $n = (6k + (-1)^k + 7) / 4$. При значениях $n = 4, 7, 10, \dots$ определитель системы уравнений равновесия вырождается, что свидетельствует о кинематической изменяемости фермы при этих значениях числа панелей [6].

Расчет серии ферм с разным числом панелей показал, что Δ_n имеет вид, не зависящий от параметра n :

$$\Delta_2 = \frac{P(28136a^3 + 4199c^3 + 393d^3 + 1088h^3)}{256h^2 EF}, \quad \Delta_3 = \frac{P(96048a^3 + 6173c^3 + 433d^3 + 816h^3)}{192h^2 EF},$$

$$\Delta_4 = \frac{P(1555160a^3 + 54315c^3 + 3025d^3 + 4352h^3)}{1024h^2 EF}, \quad \Delta_5 = \frac{P(5828544a^3 + 126691c^3 + 5827d^3 + 6800h^3)}{1600h^2 EF},$$

$$\Delta_6 = \frac{P(17249864a^3 + 254847c^3 + 9961d^3 + 9792h^3)}{2304h^2EF},$$

$$\Delta_7 = \frac{P(43282544a^3 + 462079c^3 + 15683d^3 + 13328h^3)}{3136h^2EF}.$$

где $c = \sqrt{a^2 + h^2}$, $d = \sqrt{9a^2 + h^2}$. Свойство сохранения формы решения имеет место для регулярных конструкций $\Delta_n = P(C_1a^3 + C_2c^3 + C_3d^3 + C_4h^3) / h^2EF$.

В рассматриваемой задаче потребовалось рассчитать девять ферм с числом панелей от 2 до 28. Символьные преобразования в *Maple* выполняются достаточно медленно, в зависимости от видеокарты компьютера. Время расчета собственных частот каждой последующей фермы примерно в два раза больше предыдущей. В результате коэффициенты Донкерлея C_i при $i = 1...4$ получились следующими:

$$C_1 = (576k^6 + 576((-1)^k + 5)k^5 + 40(60(-1)^k + 293)k^4 + 40(198(-1)^k + 443)k^3 + (9180(-1)^k + 14249)k^2 + (4699(-1)^k + 6900)k + 1020(-1)^k + 300) / 20;$$

$$C_2 = (21888k^4 + 192(64(-1)^k + 365)k^3 + 6(4940(-1)^k + 13827)k^2 + 2(11565(-1)^k + 22871)k + 6487(-1)^k + 10163) / 64;$$

$$C_3 = (576k^3 + 18(16(-1)^k + 45)k^2 + 2(135(-1)^k + 211)k + 65(-1)^k + 205) / 64;$$

$$C_4 = (32(47 - 16(-1)^k)k^3 + 2(2473 - 184(-1)^k)k^2 + 2(419(-1)^k + 2541)k + 679(-1)^k + 1805) / 8.$$

Окончательно имеем аналитическую оценку для нижней частоты по методу Донкерлея:

$$\omega_D^{-2} = m(C_1a^3 + C_2c^3 + C_3d^3 + C_4h^3) / (h^2EF). \quad (5)$$

Пусть ферма имеет: длину панелей $2a = 4$ м, площадь поперечного сечения стержней $F = 9$ см², модуль упругости стали $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа. На рис. 3 показаны кривые зависимости частоты, полученной аналитически по формуле (5) при $n = 5$. График 1 построен по результатам численного решения, а 2 – с использованием метода Донкерлея.

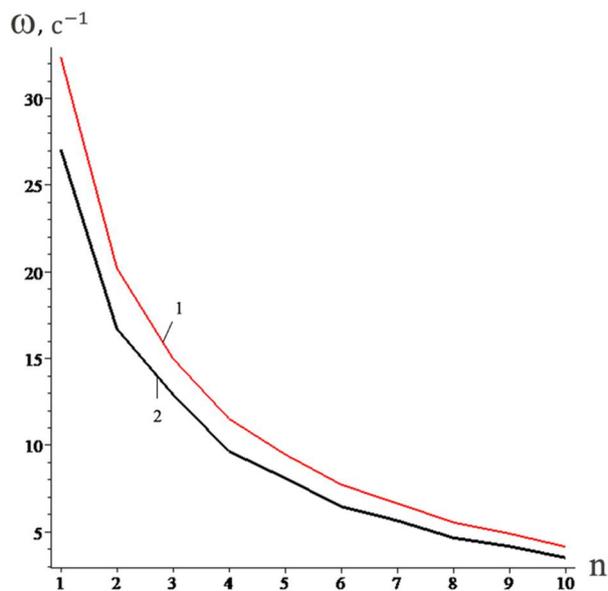


Рис. 3. Первая частота колебаний фермы

На рис. 4 представлено 2 графика зависимости погрешности оценки Донкерлея от числа панелей. Видно, что с увеличением их числа погрешность уменьшается и стремится к определённому значению (около 0,155). Характерна также для этой задачи весьма неравномерная, пилообразная, зависимость точности аналитической формулы от числа панелей. Обычно для плоских ферм эта зависимость гладкая [17,18].

Другая возможность получить аналитическую оценку первой частоты в зависимости от числа панелей — использование метода Рэля [18]. Этот метод дает значительно большую точность, чем метод Донкерлея, однако соответствующие расчетные формулы оказываются весьма громоздкими. В [21] предложен модифицированный метод Рэля, сохраняющий высокую точность и дающий сравнительно компактный аналитический результат.

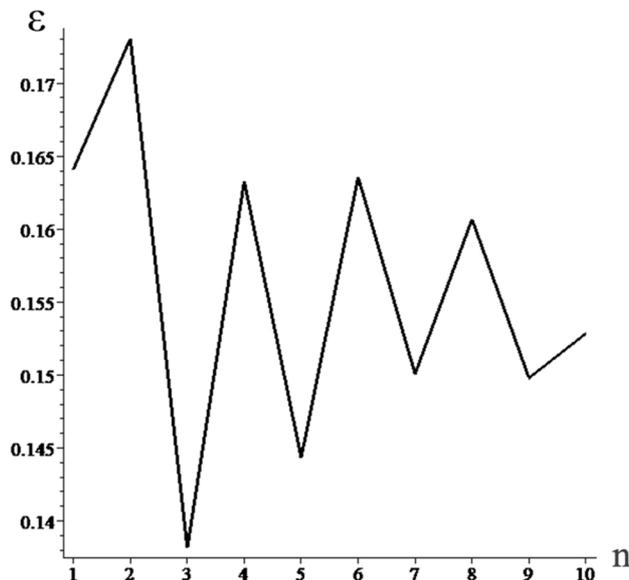


Рис. 4. Зависимость погрешности оценки Донкерлея от числа панелей

Заключение. В работе рассмотрена статически определимая ферма, представляющая собой плоскую раму. Был проведён анализ первой частоты колебаний, который показал, что с увеличением числа панелей частота собственных колебаний уменьшается.

Рассматриваемая ферма может быть использована как часть мостовых конструкций, а также покрытия сооружений, промышленных комплексов и жилых домов.

Библиографический список

1. Кирсанов М.Н., Воропай Р.А. Вывод зависимости величины прогиба плоской фермы от числа панелей // Постулат. 2018. №2-1(28). С. 15.
2. Кирсанов М.Н., Воробьев О.В. Аналитические оценки деформаций и собственных частот опор линий электропередач // Вестник МЭИ. 2021. № 4. С. 122-128. DOI: 10.24160/1993-6982-2021-4-122-128
3. M. N. Kirsanov, Sun Jiaxuan Analytical dependence of the lower bound of the natural oscillation frequencies of the manipulator truss from the number of panels // Строительная механика и конструкции. 2021. № 1(28). С.32-38.
4. Kirsanov M.N. Analytical calculation of deflection of a planar truss with a triple lattice // Magazine of Civil Engineering. 2021. No. 102. Pp. 10211. DOI: 10.34910/MCE.102.11
5. Иваницкий А.Д. Формулы для расчета деформаций плоской рамы // Строительная механика и конструкции. 2022. №3(34). С. 90-98.
6. Kirsanov M. N. Trussed Frames and Arches: Schemes and Formulas // Cambridge Scholars Publishing Lady Stephenson Library. Newcastle upon Tyne, GB, 2020. 178 p.
7. Кирсанов М.Н. Формулы для расчета деформаций плоской многораскосной фермы // Строительная механика и конструкции. 2022. №2(33). С. 7-16. DOI: 10.36622/VSTU.2022.33.2.001
8. Kirsanov M.N. Deformations and natural frequency spectrum of a planar regular truss with a triangular lattice // Structural mechanics and structures. 2022. №1(32). Pp. 57-68. DOI: 10.36622/VSTU.2022.32.1.005
9. Kirsanov M. Model and Analytical Calculation of a Spatial Truss // Lecture Notes in Civil Engineering, 2021. 150 LNCE. 496–503. DOI: 10.1007/978-3-030-72404-7_48
10. Kirsanov M. N. Spectrum of own frequencies of a spatial surfacing girder // Russian Journal of Building Construction and Architecture. 2021. Issue 3(51). p. 104-113. DOI: 10.36622/VSTU.2021.51.3.009
11. Кирсанов М. Н. Аналитический расчет деформаций плоской однопролетной балочной фермы с четырьмя опорами в системе Maple // Справочник. Инженерный журнал с приложением. 2021. № 3. С. 34 – 38.
12. Hutchinson R. G., Fleck N. A. Microarchitected cellular solids — The hunt for statically determinate periodic trusses // ZAMM Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik. 2005. 85(9). Pp. 607 — 617.
13. Кирсанов М.Н. Модель и аналитический расчет фермы пространственного шестигранного купола // Строительная механика и конструкции. 2022. №1(32). С. 39-47. DOI: 10.36622/VSTU.2022.32.1.003
14. Кирсанов М. Н., Бука-Ваиваде К. Аналитические выражения частот малых колебаний балочной фермы с произвольным числом панелей // Строительная механика и конструкции. 2019. Т. 4(23). С. 7-14.
15. Кирсанов М.Н., Тиньков Д.В. Аналитические выражения частот малых колебаний балочной фермы с произвольным числом панелей // Строительная механика и конструкции. 2019. №1(20). С. 14-20.
16. Kirsanov M. N., Khromatov V. Deformation of the transmission towers: analytical solution // Construction of Unique Buildings and Structures. 2021. 96 Article No 9602. DOI:10.4123/CUBS.96.2
17. Kirsanov M. N., Dai Qiao Dependence of the natural oscillation frequency of the half-tilt console on the number of panels // Строительная механика и конструкции. 2021. №1(28). с.39-44.

18. Kirsanov, M; Ivanitskii, A. Bilateral Analytical Estimation of the Natural Oscillation Frequency of a Planar Triangular truss; 2023; AlfaBuild; Volume 26 Article No 2601. DOI: 10.57728/ALF.26.1
19. Кирсанов М.Н. Формулы для расчета прогиба арочной фермы // Строительная механика и конструкции. 2018. №1. С.7-11.
20. Прогиб и нижняя граница основной частоты собственных колебаний балочной фермы // Строительная механика и конструкции 2022. №4(35). С. 24-33. DOI: 10.36622/VSTU.2022.35.4.003
21. Кирсанов М.Н. Метод энергетической коллокации для оценки основной частоты собственных колебаний фермы // Строительная механика и конструкции. 2023. №1(36). С.27-37. DOI: 10.36622/VSTU.2023.36.1.003

Reference

1. Kirsanov M.N., Voropai R.A. Derivation of the dependence of the deflection of a flat truss on the number of panels. Postulate. 2018. No.2-1(28). P.15.
2. Kirsanov M.N., Vorobyev O.V. Analytical estimates of deformations and natural frequencies of power transmission poles. Bulletin of the MPEI. 2021. No. 4. Pp. 122-128. DOI: 10.24160/1993-6982-2021-4-122-128
3. M. N. Kirsanov, Sun Jiaxuan Analytical dependence of the lower bound of the natural oscillation frequencies of the manipulator truss from the number of panels. Structural Mechanics and structures. 2021. No. 1(28). Pp.32-38.
4. Kirsanov M.N. Analytical calculation of deflection of a planar truss with a triple lattice. Magazine of Civil Engineering. 2021. No. 102. Pp. 10211. DOI: 10.34910/MCE.102.11
5. Ivanitsky A.D. Formulas for calculating deformations of a flat frame. Structural mechanics and structures. 2022. No.3(34). Pp. 90-98.
6. Kirsanov M. N. Trussed Frames and Arches: Schemes and Formulas // Cambridge Scholars Publishing Lady Stephenson Library. Newcastle upon Tyne, GB, 2020. 178 p.
7. Kirsanov M.N. Formulas for calculating deformations of a flat multi-axis truss. Structural mechanics and structures. 2022. No. 2 (33). Pp. 7-16. DOI: 10.36622/VSTU.2022.33.2.001
8. Kirsanov M.N. Deformations and natural frequency spectrum of a planar regular truss with a triangular lattice. Structural mechanics and structures. 2022. No.1(32).Pp57-68. DOI: 10.36622/VSTU.2022.32.1.005
9. Kirsanov M. Model and Analytical Calculation of a Spatial Truss. Lecture Notes in Civil Engineering, 2021. 150 LNCE. 496-503. DOI: 10.1007/978-3-030-72404-7_48
10. Kirsanov M. N. Spectrum of own frequencies of a spatial surfacing girder. Russian Journal of Building Construction and Architecture. 2021. Issue 3(51). Pp. 104-113. DOI: 10.36622/VSTU.2021.51.3.009
11. Kirsanov M. N. Analytical calculation of deformations of a flat single-span beam truss with four supports in the Maple system // Handbook. Engineering magazine with an appendix. 2021. No. 3. Pp. 34-38.
12. Hutchinson R. G., Fleck N. A. Microarchitected cellular solids — The hunt for statically determinate periodic trusses. ZAMM Zeitschrift fur Angewandte Mathematik und Mechanik. 2005. 85(9). Pp. 607 — 617.
13. Kirsanov M.N. Model and analytical calculation of a spatial hexagonal dome truss. Structural mechanics and structures. 2022.No.1(32).Pp.39-47. DOI: 10.36622/VSTU.2022.32.1.003

14. Kirsanov M. N., Buka-Vaivade K. Analytical expressions of the frequencies of small vibrations of a beam truss with an arbitrary number of panels. *Structural mechanics and structures*. 2019. Vol. 4(23). Pp. 7-14.
15. Kirsanov M.N., Tinkov D.V. Analytical expressions of frequencies of small vibrations of a beam truss with an arbitrary number of panels. *Structural mechanics and structures*. 2019. No.1(20). Pp. 14-20.
16. Kirsanov M. N., Khromatov V. Deformation of the transmission towers: analytical solution. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2021. 96 Article No 9602. DOI:10.4123/CUBS.96.2
17. Kirsanov M. N., Dai Qiao Dependence of the natural oscillation frequency of the half-tilt console on the number of panels. *Structural mechanics and structures*. 2021. No. 1(28). Pp.39-44.
18. Kirsanov, M; Ivanitskii, A. Bilateral Analytical Estimation of the Natural Oscillation Frequency of a Planar Triangular truss; 2023; AlfaBuild; Volume 26 Article No 2601. DOI: 10.57728/ALF.26.1
19. Kirsanov M.N. Formulas for calculating the deflection of an arched truss. *Structural mechanics and structures*. 2018. No.1. Pp.7-11.
20. Deflection and the lower bound of the fundamental frequency of natural vibrations of the beam truss. *Structural mechanics and structures*. 2022. No. 4(35). Pp. 24-33. DOI: 10.36622/VSTU.2022.35.4.003
21. Kirsanov M.N. The method of energy collocation for estimating the fundamental frequency of natural oscillations of the truss. *Structural mechanics and structures*. 2023. No. 1 (36). Pp.27-37. DOI: 10.36622/VSTU.2023.36.1.003

**THE FORMULA FOR THE LOWER ESTIMATE OF THE NATURAL
OSCILLATIONS OF A FLAT REGULAR GIRDER TRUSS
WITH A RECTILINEAR UPPER BELT**

E. D. Shchigol

National Research University «MPEI»
Moscow, Russia

Student of the Department of Robotics, Mechatronics, Dynamics and Strength of Machines, tel.: +7(916)756-91-15;
e-mail: kateshch@yandex.ru

The problem presents a flat statically definable truss having the form of a flat frame consisting of an upper and lower rectilinear belt. The structure is mounted on two supports: fixed and movable. The forces in the coating rods are determined by cutting out nodes using the Maple software package for scientific and technical calculations. Analysis of sequences of coefficients in solutions for individual trusses with a different number of panels gives expressions for the solution in a general way. As a result of the study, the dependence of the lower bound of the first natural frequency of vibrations of the truss on its size, mass and number of panels in an analytical form was established. The final formulas are obtained by generalizing a number of individual solutions using the induction method. The Dunkerley estimation method is used.

Keywords: truss, number of panels, flat frame, Maple, natural frequency, Dunkerley method, deflection.

АНАЛИЗ ЗНАЧЕНИЯ ПЕРВОЙ ЧАСТОТЫ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ ПЛОСКОЙ ШПРЕНГЕЛЬНОЙ ФЕРМЫ

А. С. Манукало

Национальный исследовательский университет «МЭИ»
Россия, г. Москва

Студент электроэнергетического факультета, тел.: +7(906)433-36-94, e-mail: manukaloask@gmail.com

В работе рассмотрена динамика плоской модели статически определимой фермы. Нерациональность применения численных методов, подразумевающих дискретизацию метода конечных элементов, обоснована их использованием для подсчетов спектра частот инженерных конструкций. Было решено использовать крайне редко вводимые в работу аналитические расчеты. Далее при помощи метода индукции, метода Донкерлея и формулы Максвелла-Мора получен расчет зависимости нижней оценки основной частоты от числа панелей. Проведение сравнения результата со значением частоты, полученным из анализа системы с учетом всех степеней свободы показало наиболее высокую точность выведенной формулы. Важным является тот факт, что при увеличении числа степеней свободы достоверность расчетов растет. Подсчеты проводились с использованием компьютерной математической программы «Maple».

Ключевые слова: Maple, индукция, ферма, метод Донкерлея, анализ, расчет, частота, формула, прогиб, число панелей, формула Максвелла-Мора.

Введение. В настоящее время самая распространенная модель легких стержневых конструкций, зачастую применяемая в строительстве – ферма с массой, сосредоточенной в узлах и имеющая узловую нагрузку. Известно, что для расчета ферм на жесткость и собственные частоты колебаний производятся численным методом конечных элементов [1-3]. Это обосновано нерациональностью применения численных методов, подразумевающих дискретизацию метода конечных элементов, ведь они применяются для подсчетов спектра более сложных пространственных инженерных конструкций. Для удобства использован справочник, собравший в себе разнообразные схемы плоских регулярных ферм с формулами для подсчета прогиба при действии сосредоточенной или распределенной узловой нагрузки [4]. Решения, основанные на методах Донкерлея и Рэлея, дают простые аналитические показания для расчета границ частоты произвольного числа панелей, в случае регулярности фермы. Наиболее простым является метод Донкерлея [5-7]. Иной – метод Рэлея, дает более громоздкие формулы расчета. Аналитические решения задач по деформации плоских и пространственных регулярных ферм даны в [8-10]. Аналитическое решение для прогиба фермы найдено в [11-14].

Описание конструкции фермы. Ферма, рассматриваемая в работе статически определимая, симметричная, с решеткой раскосного типа (рис. 1). Средняя панель имеет строение ромбовидной решетки, соединяющей две части фермы с n панелями, длиной a каждая. Важно, что масса фермы распределена по узлам нижнего и верхнего пояса. Высота фермы $2h$, а колебания масс происходят по вертикали.

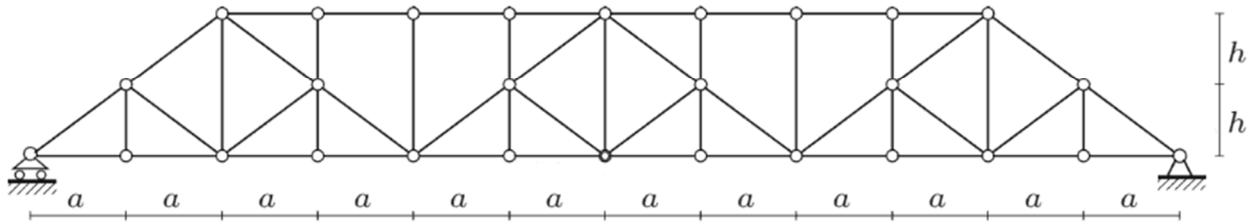


Рис. 1. Схема фермы, $n=3$

Конструкция состоит из $K = 20(n-4)$ стержней (включая опорные). Количество степеней свободы модели равняется числу узлов $N = 10(n+1)$.

Прогиб от действия горизонтальной узловой нагрузки. Уравнения колебаний системы грузов имеют матричный вид:

$$\mathbf{J}_N \ddot{\mathbf{Y}} + \mathbf{D}_N \mathbf{Y} = 0, \quad (1)$$

где \mathbf{D}_N – матрица жесткости конструкции, $\mathbf{Y} = [y_1, y_2, \dots, y_N]^T$ – вектор (набор) смещений грузов по вертикали, $\mathbf{J}_N = m\mathbf{I}_N$ – матрица инерции системы диагонального вида в случае одинаковых масс, \mathbf{I}_N – единичная матрица, $\ddot{\mathbf{Y}}$ – вектор ускорений масс. Обратной к матрице жесткости \mathbf{D}_N является матрица \mathbf{B}_N , элементы которой (смещения от единичных сил) вычисляются с помощью формулы Максвелла – Мора. Суммирование проводится по всем стержням фермы:

$$b_{i,j} = \sum_{k=1}^K S_k^{(i)} S_k^{(j)} l_k / (EF). \quad (2)$$

Здесь $S_k^{(i)}$ – усилие в стержне k от действия единичной вертикальной силы в узле i , l_k – длина стержня k , E – модуль упругости материала стержней, F – площадь поперечного сечения стержней. Жесткости всех стержней в простейшей постановке принимаются одинаковыми.

Приближенное решение по методу Донкерлея для оценки первой частоты колебаний снизу ω_D выражается через парциальные частоты:

$$\omega_D^{-2} = \sum_{k=1}^N \omega_k^{-2}, \quad (3)$$

где ω_k – парциальная частота колебаний массы m . Для расчета колебаний отдельной массы при вычислении парциальной частоты уравнение (1) записывается в скалярном виде:

$$m\ddot{y}_k + d_k y_k = 0,$$

где d_k – коэффициент жесткости, y_k – смещение массы, \ddot{y}_k – ускорение. Отсюда для частоты колебаний одного груза (парциальной частоты груза в узле k) получается формула: $\omega_k = \sqrt{d_k / m}$. Для определения коэффициента жесткости используется интеграл Мора:

$\delta_k = 1/d_k = \sum_{j=1}^K (\tilde{S}_j^{(k)})^2 l_j / (EF)$. Введено обозначение: $\tilde{S}_j^{(k)}$ — усилие в стержне с номером j

от действия единичной вертикальной силы, приложенной к узлу k с массой. Из (3) следует:

$$\omega_D^{-2} = m \sum_{k=1}^N \delta_k = m \Delta_n. \quad (4)$$

Для расчета усилий в стержнях методом вырезания узлов в аналитической форме используется система символьной математики Maple. В программу вносятся координаты узлов. Соответствующий фрагмент программы имеет вид:

```
> for i to 4*n+1 do x[i]:=a*(i-1):y[i]:=0:end:
> for i to 2*n do x[i+4*n+1]:=2*a*(i-1)+a:y[i+4*n+1]:=h:end:
> for i to 4*n-3 do x[i+6*n+1]:=a*(i-1)+2*a:y[i+6*n+1]:=2*h:end:
```

Расчет усилий в стержнях и применение формулы (4) для ферм с различным числом панелей дает общий вид для коэффициента Δ_n :

$$\Delta_n = (C_{1,n}a^3 + C_{2,n}c^3 + C_{3,n}h^3) / (18n^2h^2EF). \quad (5)$$

Для коэффициентов в этой формуле методами системы Maple получаются формулы, как решения рекуррентных уравнений, которым удовлетворяют члены последовательностей коэффициентов. Операторы системы Maple дают:

$$\begin{aligned} C_{1,n} &= 15n - 5n^2 - 24n^3 + 76n^4 + 64n^6, \\ C_{2,n} &= 18n - 30n^2 + 120n^4, \\ C_{3,n} &= 39n/2 - 126n^2 + 318n^3 - 9/2. \end{aligned}$$

В итоге:

$$\omega_D^{-2} = m(C_{1,n}a^3 + C_{2,n}c^3 + C_{3,n}h^3) / (18n^2h^2EF). \quad (6)$$

Сравнение результатов. Полученное решение необходимо сравнить с численным, полученным для системы с N степенями свободы. Для этого используется оператор **Eigenvalues** из пакета **LinearAlgebra** для вычисления собственных значений матрицы \mathbf{B}_N . Для расчетов приняты размеры фермы: $a=3\text{м}, h=4\text{м}$. Площадь поперечных сечений всех стержней принимается одинаковой: $F=8\text{см}^2$. Модуль упругости стали $E=2,0 \cdot 10^5$ МПа, массы в узлах $m=200\text{кг}$. На рис. 2 сравниваются зависимость от количества панелей нижней оценки наименьшей частоты ω_D по формуле Донкерлея и значения первой частоты ω спектра системы с N степенями свободы, найденная численно.

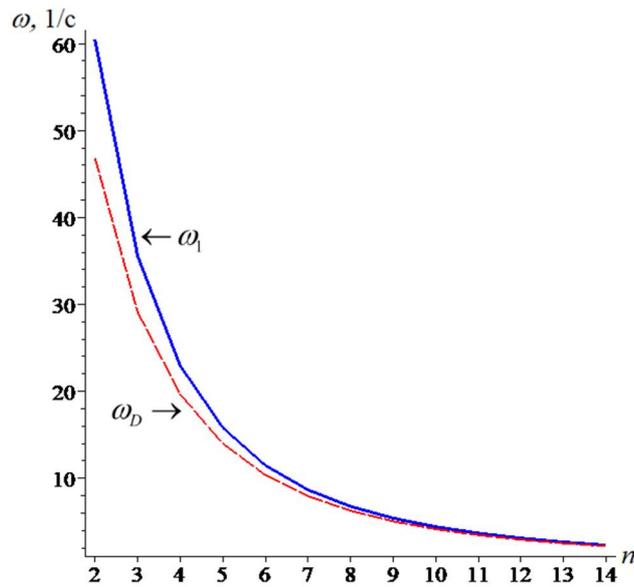


Рис. 2. Зависимость частоты колебаний от числа панелей

Как и предполагалось, метод Донкерлея дает оценку частоты снизу. Для более точного сравнения аналитического решения и численного вводится относительная величина $\varepsilon_D = |\omega_D - \omega_1| / \omega_1$.

Из рис. 3 видно, что с увеличением числа панелей погрешность выведенной формулы (6) падает, принимая вполне допустимое значение в несколько процентов уже при $n=10$.

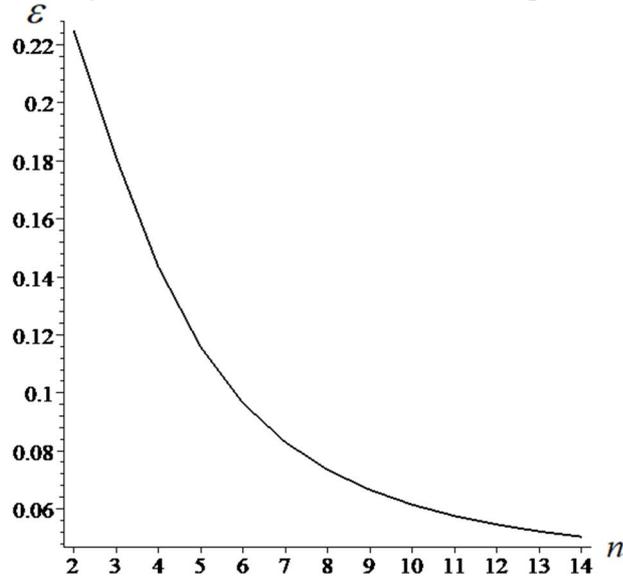


Рис. 3. Погрешность аналитической формулы

Заключение. Рассмотрена статически определимая ферма и её динамика. Был проведён анализ первой частоты колебаний. Рассматриваемая ферма может быть использована как в промышленном, так и в бытовом строительстве. Можно сделать вывод о том, что при увеличении числа степеней свободы точность расчетов растет.

Библиографический список

1. Игнатъев В.А., Игнатъев А.В. Метод конечных элементов в форме классического смешанного метода строительной механики (теория, математические модели и алгоритмы). М.: Издательство АСВ, 2022. 306 с.
2. Коваленко Г. В., Макеев В. Б., Дементьева В. В. Исследование частот собственных колебаний ферм на основе метода конечных элементов (МКЭ) // Молодая мысль: Наука, технологии, инновации. 2015. С. 44-48.
3. Vatin N.I., Sinelnikov A.S. Footway bridges: cold formed steel cross-section // Construction of Unique Buildings and Structures. 2012. 3(3). Pp. 39–51. doi:10.18720/CUBS.3.5. URL: <https://unistroy.spbstu.ru/article/2012.3.5> (date of application: 17.04.2021)
4. Kirsanov M. Trussed Frames and Arches: Schemes and Formulas. Cambridge Scholars Publishing Lady Stephenson Library. Newcastle upon Tyne, GB, 2020. 178 с.
5. Levy C. An iterative technique based on the Dunkerley method for determining the natural frequencies of vibrating systems // Journal of Sound and Vibration. 1991. 150(1). Pp. 111–118. doi:10.1016/0022-460X(91)90405-9.
6. Trainor P.G.S., Shah A.H., Popplewell N. Estimating the fundamental natural frequency of towers by Dunkerley's method // Journal of Sound and Vibration. 1986. 109(2). Pp. 285–292. doi:10.1016/S0022-460X(86)80009-8.
7. Low K.H. A modified Dunkerley formula for eigenfrequencies of beams carrying concentrated masses // International Journal of Mechanical Sciences. 2000. 42(7). Pp. 1287–1305. doi:10.1016/S0020-7403(99)00049-1
8. Комерзан Е.В., Свириденко О.В. Аналитический расчет прогиба плоской внешне статически неопределимой фермы с произвольным числом панелей // Строительная механика и конструкции. 2021. №2 (29). С. 29-37.
9. Kirsanov M.N., Vorob'ev O.V. Analytical calculation of deformations and kinematic analysis of a flat truss with an arbitrary number of panels // Russian Journal of Building Construction and Architecture. 2(54). 2022. Pp.73-83.
10. Astakhov S.V., Kirsanov M.N., Vorobyev O.V. Formulas for calculating deformations of power line supports // В сборнике: IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. Сер."International Science and Technology Conference "Earth Science", ISTC EarthScience 2022 - Chapter 4." 2022. С. 052008. doi: 10.1088/1755-1315/988/5/052008
11. Kirsanov M., Buka-Vaivade K., Shirokov A. (2022) Models of Spatial and Planar Light Bar Structures in the Maple System. In: Manakov A., Edigarian A. (eds) International Scientific Siberian Transport Forum TransSiberia - 2021. TransSiberia 2021. Lecture Notes in Networks and Systems, vol 403. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-96383-5_133
12. Кирсанов М.Н. Формулы для расчета деформаций плоской многораскосной фермы // Строительная механика и конструкции. 2022. №2(33). С. 7-16. doi: 10.36622/VSTU.2022.33.2.001
13. Kirsanov M.N. Deformations and natural frequency spectrum of a planar regular truss with a triangular lattice .Structural mechanics and structures. 2022. №1(32). Pp. 57-68. doi: 10.36622/VSTU.2022.32.1.005
14. Kirsanov M. Model and Analytical Calculation of a Spatial Truss // Lecture Notes in Civil Engineering, 2021. 150 LNCE. 496–503. doi: 10.1007/978-3-030-72404-7_48

References

1. Ignatyev V.A., Ignatiev A.V. Method of finite elements in the form of a classical mixed method of structural mechanics (theory, mathematical models and algorithms). M.: Publishing ACB, 2022. 306 p.
2. Kovalenko G. V., Makeev V. B., Dementyeva V. V. Study of the frequencies of own oscillations of farms on the basis of the finite element method (FEM). Young thought: Science, technology, innovation. 2015. Pp. 44-48.
3. Vatin N.I., Sinelnikov A.S. Pedestrian bridges: cold steel section. Construction of unique buildings and structures. 2012. 3(3). Pp. 39-51. doi:10.18720/CUBS.3.5. URL: <https://unistroy.spbstu.ru/article/2012.3.5>. (date of application: 17.04.2021)
4. Kirsanov M. Twisted Frames and Arches: Diagrams and Formulas. Cambridge Research Library Lady Stevenson. Newcastle upon Tyne, UK, 2020. 178 p.
5. Levi C. Iterative technique based on the Dunkerley method for determining natural frequencies of vibration systems. Journal of Sound and Vibration. 1991. 150(1). Pp. 111 - 118. doi:10.1016/0022-460X(91)90405-9.
6. Trainor P.G.S., Shah A.H., Popplewell N. Assessment of fundamental natural frequency of towers by Dunkerley. Journal of Sound and Vibration. 1986. 109(2). Pp. 285 - 292. doi:10.1016/S0022-460X(86)80009-8.
7. Low K.X. Modified Dunkerley formula for proprietary frequencies of beams carrying concentrated masses. International Journal of Mechanical Sciences. 2000. 42(7). Pp. 1287-1305. doi:10.1016/S0020-7403(99)00049-1
8. Komerzan E.V., Sviridenko O.V. Analytical calculation of deflection of flat externally static truss with any number of panels. Structural mechanics and structures. 2021. 2 (29). Pp. 29-37.
9. Kirsanov M.N., Vorobyov O.V. Analytical calculation of deformations and kinematic analysis of a flat truss with an arbitrary number of panels. Russian Journal of Building Construction and Architecture.2 (54). 2022. Pp. 73-83.
10. Astakhov S.V., Kirsanov M.N., Vorobyev O.V. Formulas for calculating deformations of power line supports. In: IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. Cep."International Science and Technology Conference "Earth Science", ISTC EarthScience 2022 - Chapter 4." 2022. C. 052008. doi: 10.1088/1755-1315/988/5/052008
11. Kirsanov M., Buka-Vaivade K., Shirokov A. Models of spatial and planar light posts in a maple system. Q: Manakov A., Edigarian A. (eds) International Scientific Siberia Transport Forum TransSiberia - 2021. TransSiberia 2021. Notes lecture in networks and systems, vol 403. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-96383-5_133
12. Kirsanov M.N. Formulas for the calculation of deformations of planar multislice truss. Structural mechanics and structures. 2022. 2(33). Pp. 7-16. doi: 10.36622/VSTU.2022.33.2.001
13. Kirsanov M.N. Deformation and natural frequency spectrum of a planar regular truss with a triangular lattice. Structural mechanics and structures. 2022. 1(32). Pp. 57-68. doi: 10.36622/VSTU.2022.32.1.005
14. Kirsanov M. Model and Analytical Calculation of a Spatial Truss// Lecture Notes in Civil Engineering, 2021. 150 LNCE. 496-503. doi: 10.1007/978-3-030-72404-7_48

ANALYSIS OF A PLANAR SPRENGEL TRUSS FIRST FREQUENCY NATURAL OSCILLATIONS VALUE

A. S. Manukalo

National Research University «MPEI»
Moscow, Russia

Student of the Faculty of Electricity, tel.: +7(906)433-36-94, e-mail: manukaloask@gmail.com

The article considers dynamics of planar model of statically determined truss. The irrationality of the use of numerical methods implying the discretization of the method of finite elements is justified by their use for counting the spectrum of frequencies of engineering structures. It was decided to use analytical calculations, which were rarely introduced. Then, using the induction method, the Dunkerly method and the Maxwell-Mohr formula, the calculation of the dependence of the lower estimate of the basic frequency on the number of panels is obtained. Comparing the result with the frequency obtained from the system analysis, taking into account all degrees of freedom, showed the highest accuracy of the derived formula. What is important is that when the number of degrees of freedom increases, the reliability of the calculations increases. Calculations were carried out using the computer mathematical program Maple.

Keywords: Maple, induction, farm, Dunkerly method, analysis, calculation, frequency, formula, deflection, number of panels, Maxwell-Mohr formula.

ВЕРОЯТНОСТНАЯ ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ ГОФРИРОВАННОЙ ВОДОПРОПУСКНОЙ ТРУБЫ

А. В. Черников¹, В. С. Сафронов², В. А. Козлов³

Воронежский государственный технический университет^{1,2,3}
Россия, г. Воронеж

¹ Аспирант кафедры строительной механики, тел.: +7(920)2467077, e-mail: chernickov-andrei@yandex.ru

² Д-р техн. наук, профессор кафедры строительной механики, тел.: +7 (473) 2715230, e-mail: vss22@mail.ru

³ Д-р физ.-мат. наук, зав. кафедрой строительной механики, тел.: +7(473)276-40-06,
e-mail: vakozlov@vgasu.vrn.ru

Описывается методика вероятностной оценки надёжности металлических гофрированных водопропускных труб (МГТ) круглого очертания с учетом разброса геометрических характеристик оболочки трубы и деформационных характеристик грунта. Приводятся результаты численных исследований надежности эксплуатируемых МГТ. Изучается зависимость показателей надежности от величины разброса параметров окружающего грунта.

Ключевые слова: металлическая гофрированная труба, МГТ, надежность, вероятностная оценка надежности, эксплуатационная безопасность.

Введение. Круглые водопропускные трубы из гофрированной стали – это самый экономичный тип водопропускных сооружений, который обладает наименьшим сроком монтажа и позволяет эффективно вести работы на самых отдаленных участках авто- и ж/д-магистралей. Экономичность и скорость монтажа достигается за счет низкой материалоемкости конструкции, что в свою очередь обеспечивается включением в совместную работу грунта засыпки. Данные комбинированные системы состоят из тонкостенной гофрированной оболочки и равномерно уплотненной по её периметру грунтовой обоймы и являются весьма чувствительными к разбросу геометрических и физико-механических параметров конструкции. Поэтому вопрос безопасности таких комбинированных сооружений должен занимать ведущее место как в процессе проектирования, так и на этапе эксплуатации. Это подтверждается периодически появляющимися сообщениями о разрушении подобных конструкций [7, 15, 22], в том числе в результате потери устойчивости. В настоящей статье предлагается методика вероятностной оценки надежности металлических гофрированных труб (МГТ) с учетом разброса геометрических характеристик оболочки и деформационных характеристик грунта на основе метода статистических испытаний.

1. Основные расчетные положения. Для анализа количественных показателей надежности металлической гофрированной водопропускной трубы необходимо определить вероятность её отказа, заключающуюся в появлении в ней предельного состояния первого рода. Расчет вероятности отказа осуществляется с использованием метода статистических испытаний в соответствии с положениями теории надежности и теории риска [1, 4, 6, 8-9].

Для построения вероятностной методики расчета в работе приняты следующие гипотезы:

- геометрические характеристики водопропускной трубы считаются случайными и распределенными по нормальному закону;
- нагрузка, представленная внешним давлением грунтовой обоймы, которая передает вес грунта обратной засыпки, дорожного полотна и транспортной нагрузки, принимается случайной с распределением, отвечающим закону Гаусса;
- деформационные параметры грунта в общем смысле зависят от множества различных факторов: гранулометрического состава, плотности, влажности, однородности и наличия различных включений и т.д., при разработке вероятностной расчетной схемы будем исходить из предположения, что их распределение подчиняется нормальному закону.

2. Описание алгоритма расчета. Безотказное функционирование сооружения обеспечивается расчетом его несущей способности по первой группе предельных состояний. Оценка надежности производится из условия прочности. Данный прочностной расчет определяет необходимые соотношения между внешними воздействиями и геометрическими размерами гофрированной водопропускной трубы с одной стороны, а также физическими и механическими свойствами материала – с другой. Эти соотношения ограничивают область безопасных состояний конструкции МГТ [6, 8].

Все расчетные величины условно подразделяются на две группы: параметры прочности и параметры нагрузки. Такое разделение обусловлено тем, что между параметрами данных групп как правило отсутствует корреляционная связь. В этом случае условие отказа можно выразить следующим неравенством [8].

$$g = r - q < 0, \quad (1)$$

где g – резерв прочности; r – несущая способность, отвечающая предельному состоянию; q – наибольшее значение нагрузочного эффекта, выраженное через внешнюю нагрузку.

Для оценки надежности и вероятности отказа МГТ используется метод статистических испытаний [5, 6, 11]. Данный метод позволяет получить приемлемые результаты при учете флуктуаций определяющих параметров. Производится многократный расчет несущей способности МГТ, где в ходе каждого повторения случайным образом изменяются значения исходных параметров. После чего определяются характеристики распределения параметров прочности и параметров нагрузки и выполняется расчет численных показателей надежности водопропускного сооружения.

Блок-схема предлагаемого алгоритма оценки надежности МГТ представлена на рис. 1.

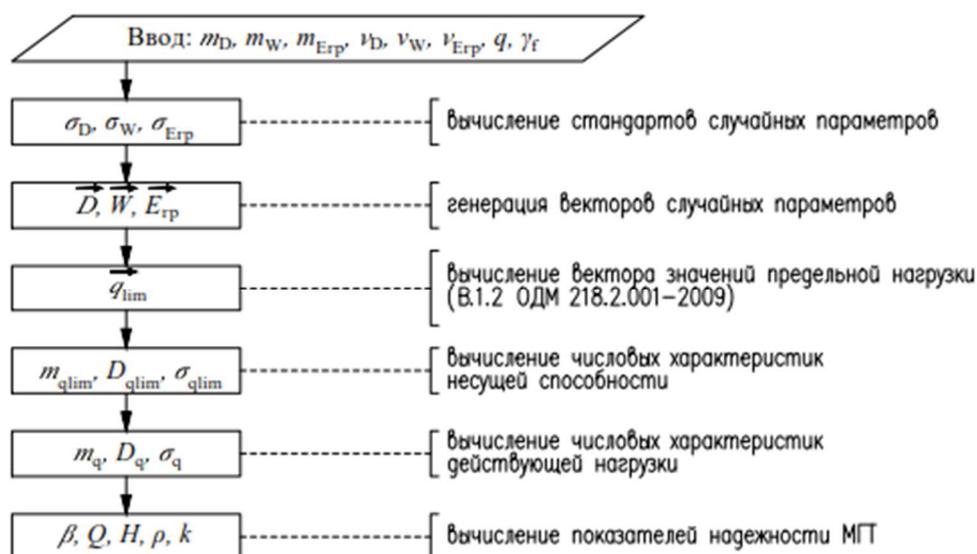


Рис. 1. Блок-схема алгоритма оценки надежности сооружения МГТ

2.1. Числовые характеристики параметра прочности. В качестве параметра прочности r , отвечающего за несущую способность водопропускного сооружения, принимается предельное значение внешней нагрузки q_{lim} , которое определяется в соответствии с ф. В.1.2 ОДМ 218.2.001-2009 из условия предельного статического равновесия взаимодействующей системы “грунт – оболочка”. В развернутом виде данную формулу можно записать следующим образом:

$$q_{\text{lim}} = \left(1 + \frac{12,1 \cdot 10^{-4} \cdot D \cdot \sqrt{E_{\text{гр}}}}{\sqrt{W}} \right) \cdot \left(0,032 \cdot 10^6 \cdot \frac{W}{D^2} \right) \cdot 100, \quad (2)$$

где D – диаметр МГТ по средней линии гофров, см; W – момент сопротивления продольного (вдоль МГТ) сечения стенки на единицу длины, см³/см, $E_{\text{гр}}$ – компрессионный модуль деформации грунта засыпки, кгс/см². Указаны единицы измерения, принятые для данной расчетной формулы. Все исходные параметры, входящие в выражение (2), а именно геометрические характеристики МГТ – D , W и деформационная характеристика грунта засыпки – $E_{\text{гр}}$, принимаются случайными величинами.

В данном случае момент сопротивления является обобщенным геометрическим параметром сечения МГТ, который учитывает в себе такие характеристики, как толщину гофрированной оболочки, длину, высоту и форму гофры. Флуктуации данных геометрических характеристик учитываются непосредственно коэффициентом вариации момента сопротивления.

Для грунта же важное значение имеют модуль деформации, угол внутреннего трения, удельное сцепление. Однако учет последних двух параметров не оказывает существенного влияния на результаты расчета МГТ.

Многократный расчет предельного давления q_{lim} по формуле (2) производится с учетом разброса случайных расчетных параметров. Распределение случайных величин принимается по закону Гаусса. Для генерации вектора значений по закону распределения Гаусса требуются следующие параметры случайной величины: коэффициент вариации – v , среднеквадратическое отклонение (стандарт) – σ и математическое ожидание – m . Математическое ожидание принимается равным номинальным значениям исходных параметров, к которым стремятся все значения выборки. По своей сути, номинальные значения исходных параметров являются центрами рассеивания случайной величины:

$$m_D = D, m_W = W, m_{E_{\text{гр}}} = E_{\text{гр}}. \quad (3)$$

Коэффициенты вариации и среднеквадратические отклонения случайных величин показывают степень изменчивости и рассеивание, соответственно, по отношению к среднему показателю выборки, и в общем случае их следует определять из анализа статистических данных. Для практических целей их также можно определить по имеющимся данным об изменчивости исследуемых параметров.

Для диаметра МГТ коэффициент вариации v_D можно определить, исходя из допустимого значения отклонения этого параметра, которое указано в технических условиях, по следующей формуле:

$$v_D = \frac{(1 + \Delta_D) - 1}{1,64} = \frac{\Delta_D}{1,64}, \quad (4)$$

где Δ_D – допустимое отклонение для диаметра МГТ, в долях единицы; 1,64 – поправочное число стандартов для обеспеченности 0,95.

В технических условиях СТО 5249131240-001-2013 на гофрированные спиральнолитые металлические трубы в п. 6.6 предельно допустимое отклонение диаметра МГТ от номинального значения ограничивается $\pm 1,5\%$ или, если записать в долях единицы, $\Delta_D = 0,015$. Подставляя данное значение в (4) получим расчетное значение коэффициента вариации для диаметра МГТ: $v_D = 0,015 / 1,64 = 0,009$.

Момент сопротивления продольного сечения стенки МГТ представляет собой геометрическую характеристику сечения. Для определения коэффициента вариации момента сопротивления v_W обратимся к справочной литературе. В работе [4] собран большой объем опытных данных об изменчивости различных свойств материалов и конструкций. Для геометрических характеристик сечения проката приводится значение коэффициента вариации 0,06.

Для устройства грунтовой обоймы МГТ в соответствии с п. 5.5.2 ОДМ 218.2.001-2009 допускается использовать следующие типы грунтов: пески мелкие, средней крупности, крупные, гравелистые и щебенисто-галечниковые. Грунтовая обойма – это один из основных элементов в работе МГТ. Поэтому важно учитывать разброс деформационных характеристик грунта засыпки. Геологическая структура грунта является сложной неоднородной системой, деформационные свойства которой зависят от множества факторов, таких как гранулометрический состав, плотность, пористость, влажность, однородность, а также наличие различных включений. Остановимся на определении коэффициента вариации модуля деформации грунта применительно к расчету МГТ. Точное значение этого параметра можно определить только из анализа статистических данных измерений модуля деформации в ходе геологических изысканий для конкретного грунта в определенных условиях. По результатам измерений коэффициент вариации определяется в соответствии с ГОСТ 20522-2012 “Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний” следующим образом.

$$v_{E_{гр}} = \frac{\sigma_{E_{гр}}}{\bar{E}_{гр}}, \text{ где } \bar{E}_{гр} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n E_{гр i}; \sigma_{E_{гр}} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\bar{E}_{гр} - E_{гр i})^2},$$

где $\bar{E}_{гр}$ – среднее арифметическое значение выборки измерений модуля деформации; n – число определений характеристики; $E_{гр i}$ – частные значения модуля деформации, полученные по результатам отдельных i -х опытов.

На стадии проектирования и эксплуатации зачастую не всегда имеется возможность производить подобную оценку грунта засыпки. Поэтому для практических расчетов можно ориентироваться на данные, полученные в ходе исследований грунтов со схожими физико-механическими свойствами, а также справочными данными.

Анализируя литературные источники можно найти данные о разбросе деформационных характеристик грунтов. Так, Г. Бэшер в работе [13] со ссылкой на результаты исследований Т. Кеннеди [17] и Е. Отте [18] дает значение коэффициента вариации для модуля деформации грунтов в диапазоне 0,02 – 0,42. К. Фун и Ф. Кулгави [19, 20] для песчаных грунтов также предоставляют широкий диапазон величины разброса 0,2 – 0,7. Более точные результаты получены П. Рэйчоудхури [21] для песков мелких – 0,1. Схожие результаты для мелкого песка получены С. Г. Сысолятиным и А. С. Хрулевым при оценке и исследовании модуля деформации в песчаных грунтах. В их работе [10] представлены выборки опытных и статистических данных физико-механических показателей песчаных грунтов, где в том числе определены и параметры разброса деформационных характеристик. Для песка мелкого средней плотности малой степени водонасыщения получены следующие коэффициенты вариации компрессионного модуля деформации $v_{E_{гр}}$. Для выборки с включениями гравия и гальки до 3-12% и дресвы доломита до 5% получено значение 0,065. Для выборки с единичными включениями гравия и

участками с редкими прослоями (до 1 см) суглинка – 0,09. Полученные значения показывают высокую степень однородности для мелких песков и хорошо согласуются с данными П. Рэйчоудхури. Для песка средней крупности водонасыщенного значение коэффициента вариации составило 0,122.

Среднеквадратическое отклонение случайных величин определяется по известным значениям математического ожидания и коэффициента вариации в соответствии с равенствами:

$$\sigma_D = m_D \cdot v_D, \sigma_W = m_W \cdot v_W, \sigma_{E_{гр}} = m_{E_{гр}} \cdot v_{E_{гр}}. \quad (5)$$

С помощью инструментов ПК MathCAD производится генерация выборок необходимого и достаточно большого размера N для случайных величин на основании принятого закона распределения. После этого, на основании полученных выборок, выполняется расчет предельного внешнего давления по формуле (2) и формируется вектор предельных значений внешней нагрузки \vec{q}_{lim} :

$$\vec{q}_{lim} = \left(1 + \frac{12,1 \cdot 10^{-4} \cdot \bar{D} \cdot \sqrt{E_{гр}}}{\sqrt{\bar{W}}} \right) \cdot \left(0,032 \cdot 10^6 \cdot \frac{\bar{W}}{\bar{D}^2} \right) \cdot 100, \quad (6)$$

Из полученной выборки предельных значений вычисляются математическое ожидание m_{qlim} и дисперсия D_{qlim} .

Математическое ожидание предельного значения внешней нагрузки для МГТ определяется как среднее арифметическое, т.к. при большом числе опытов среднее арифметическое приближается (т.е. сходится по вероятности) к математическому ожиданию [2].

$$m_{qlim} = \bar{q}_{lim} = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N q_{lim i}. \quad (7)$$

где \bar{q}_{lim} – среднее арифметическое значение выборки предельной нагрузки; N – размер выборки; $q_{lim i}$ – частные значения предельной нагрузки, полученные по результатам отдельных i -х вычислений в процессе многократного расчета несущей способности.

Тогда дисперсию выборки предельных значений внешней нагрузки можно определить следующим образом:

$$D_{qlim} = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N (\bar{q}_{lim} - q_{lim i})^2. \quad (8)$$

Среднеквадратическое отклонение σ_{qlim} и коэффициент вариации v_{qlim} предельного значения внешней нагрузки определяются по формулам:

$$\sigma_{qlim} = \sqrt{D_{qlim}}, v_{qlim} = \frac{\sigma_{qlim}}{m_{qlim}}. \quad (9)$$

2.2. Числовые характеристики параметра нагрузки. Нагрузочный эффект выражается через суммарную расчетную внешнюю нагрузку q . Коэффициенты вариации для каждой нагрузки v_{qi} вычисляются через нормативные коэффициенты надёжности γ_{fi} :

$$v_{qi} = \frac{\gamma_{fi} - 1}{1,64}, \quad (10)$$

Математические ожидания m_{qi} для действующих постоянных и временных нагрузок определяются из их расчетных значений по отдельности, после чего для них определяются среднеквадратические отклонения σ_{qi} :

$$m_{qi} = \frac{q_i}{1 + 1,64 \cdot v_{qi}}, \quad \sigma_{qi} = m_{qi} \cdot v_{qi}, \quad (11)$$

где q_i – компонент i -й расчетной постоянной или временной нагрузки.

Далее определяется суммарное математическое ожидание m_q и стандарт σ_q для нагрузки:

$$m_q = \sum m_{qi}, \quad \sigma_q = \sqrt{\sum \sigma_{qi}^2}, \quad (12)$$

2.3. Количественные показатели надежности. Характеристика безопасности β вычисляется из предположения, что прочность и нагрузка не коррелированы, и представляет собой число стандартов резерва прочности, укладываемых в резерв прочности [6, 8]:

$$\beta = \frac{m_g}{\sigma_g} = \frac{r - q}{\sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_q^2}} = \frac{m_{q\text{lim}} - m_q}{\sqrt{\sigma_{q\text{lim}}^2 + \sigma_q^2}}, \quad (13)$$

Вероятность отказа Q вычисляется с помощью функции Лапласа из предположения, что полный резерв прочности подчиняется нормальному закону распределения:

$$Q = \frac{1}{2} - \Phi_L(\beta), \quad \Phi_L(\beta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^\beta \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) dx \quad (14)$$

Безотказное функционирование и отказ конструкции МГТ представляют собой два несовместных, независимых события, образующих полную группу. Тогда вероятность безотказного функционирования или надёжность H можно определить через вероятность отказа Q следующим равенством [4]:

$$H = 1 - Q, \quad (15)$$

Логарифмический показатель надежности ρ и коэффициент надежности k МГТ определяются соответствующими выражениями:

$$\rho = \lg(1 - H), \quad k = \frac{m_{q\text{lim}}}{m_q}. \quad (16)$$

Количественную оценку надёжности МГТ удобнее всего производить по параметрам характеристики безопасности β и логарифмического показателя надёжности ρ .

Допустимая нижняя граница характеристики безопасности принимается равной $\beta = 3$, что соответствует известному правилу трех стандартов для допустимых отклонений случайной величины. Вероятность разрушения при этом составит $Q = 0,00135$. Данному показателю безопасности соответствует логарифмический показатель надёжности равный $\rho = 2,9$ бел.

Рекомендуемая верхняя граница характеристики безопасности принимается равной $\beta = 5$, поскольку значения, превышающие данную величину, соответствуют крайне малой вероятности разрушения [8]. Вероятность разрушения при этом составит $Q = 0,0000003$. Данному показателю безопасности соответствует логарифмический показатель надёжности равный $\rho = 6,5$ бел.

3. Пример расчета надежности МГТ

3.1. Исходные данные. Объектами расчёта являются две обследованные трехчковые водопропускные трубы, которые входят в общую мелиоративную систему дренажа и проходят через две насыпи на 54 км трассы 20 ОП РЗ К В11-0 “Богучар – Кантемировка”. Общий вид рассматриваемых труб представлен на рис. 2 и 3.

Обе трубы имеют сечение 3х1,8м, выполнены из гофра 125х26х3 (ТП 3.501.3-187.10) с моментом сопротивления продольного сечения стенки $W=0,101 \text{ см}^3/\text{см}$. Высота насыпи трубы №1 составляет $h = 1,5 \text{ м}$, а средняя высота насыпи для трубы №2 – $h = 4,3 \text{ м}$. Удельный вес грунта засыпки $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, а компрессионный модуль деформации $E_{гр} = 30 \text{ 000 кПа}$.



Рис. 2. Общий вид 1-й трехочковой трубы 3х1,8 м, высота насыпи 1,5 м



Рис. 3. Общий вид 2-й трехочковой трубы 3х1,8 м, высота насыпи 4,3 м

3.2. Сбор нагрузок. Расчет постоянных нормативных и расчетных нагрузок приведен в табл. 1. Расчет временных нагрузок представлен в табл. 2. Действующие нагрузки и коэффициенты надежности определены в соответствии с СП 35.13330.2011 “Мосты и трубы”. Для постоянных и временных нагрузок коэффициенты надежности γ_f приняты по таблицам 6.4 и 6.10 соответственно, коэффициент вертикального давления для труб C_γ по прил. Ж.

Таблица 1

№	Наименование	Постоянная нагрузка		
		Нормативная, $q_{п.н}$, кПа	Коэф-т, γ_f	Расчетная, $q_{п.р}$, кПа
1	Мелкозернистый асфальтобетон (1 слой) $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$; $C_\gamma=1$; $h_1 = 0,05 \text{ м}$ $q_{п1.н} = 25 \cdot 1 \cdot 0,05=1,25 \text{ кН/м}^2$	1,25	1,5	1,875
2	Крупнозернистый асфальтобетон (2 слой) $\gamma = 24 \text{ кН/м}^3$; $C_\gamma=1$; $h_2 = 0,09 \text{ м}$ $q_{п2.н} = 24 \cdot 1 \cdot 0,09=2,16 \text{ кН/м}^2$	2,16	1,5	3,24
3	Песчано-гравийная смесь (ПГС) $\gamma = 17 \text{ кН/м}^3$; $C_\gamma=1$; $h_3 = 0,36 \text{ м}$ $q_{п3.н} = 17 \cdot 1 \cdot 0,36=6,12 \text{ кН/м}^2$	6,12	1,3	7,956
4.1	Грунт засыпки (для трубы №1) $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$; $C_\gamma=1$; $h_4 = 1,0 \text{ м}$ $q_{п4.н} = 18 \cdot 1 \cdot 1,0=18,0 \text{ кН/м}^2$	18,0	1,1	19,8
4.2	Грунт засыпки (для трубы №2) $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$; $C_\gamma=1$; $h_4 = 3,8 \text{ м}$ $q_{п4.н} = 18 \cdot 1 \cdot 3,8=68,4 \text{ кН/м}^2$	68,4	1,1	75,24
Σ (для 1-й трубы):		27,53		32,871
Σ (для 2-й трубы):		77,93		88,311

Класс подвижной временной нагрузки А14 и Н14. Нормативное давление грунта от подвижного состава на звенья труб определяется с учетом его распределения в грунте. От транспортных средств автомобильных дорог данная нагрузка определяется по ф. 6.8 СП 35.13330.2011 (кроме нагрузки АК, на которую расчет не производится):

$$q_{в.н} = \frac{\psi}{\alpha_0 + h},$$

где ψ – линейная нагрузка, кН/м; α_0 – длина участка распределения, м; h – расстояние от верха дорожного покрытия до верха звена (секции) водопропускной трубы.

Линейная нагрузка и длина участка распределения принимаются в зависимости от класса нагрузки и высоты насыпи по таблице 6.8 СП 35.13330.2011. Для нагрузки Н14 при высоте насыпи более 1 м будем иметь – $\psi = 233$ кН/м, $\alpha_0 = 3$ м.

Таблица 2

№	Наименование	Временная нагрузка		
		Нормативная, $q_{в.н}$, кПа	Кэф-т, γ_f	Расчетная, $q_{в.р}$, кПа
1	Труба №1 $\psi = 233$ кН/м; $\alpha_0 = 3$ м; $h = 1,5$ м $q_{в.н} = 233/(3+1,5)=51,78$ кН/м ²	51,78	1,1	56,96
2	Труба №2 $\psi = 233$ кН/м; $\alpha_0 = 3$ м; $h = 4,3$ м $q_{в.н} = 233/(3+4,3)=31,92$ кН/м ²	31,92	1,1	35,11

Окончательно интенсивность вертикального давления грунта на МГТ от постоянных и временных нагрузок с учетом коэффициентов надежности определяем как $q = q_{п.р} + q_{в.р}$:

- для трубы №1: $q = 32,871 + 56,96 = 89,827$ кПа;

- для трубы №2: $q = 88,311 + 35,11 = 123,421$ кПа.

3.3. Детерминированный расчет прочности. В первую очередь выполним детерминированную оценку прочности МГТ в соответствии с прил. В ОДМ 218.2.001-2009, для этого произведём расчет несущей способности по развернутой формуле (2). И поскольку размеры, характеристики сечения и деформационные параметры грунта засыпки для обеих труб совпадают, несущая способность для них составит $q_{lim} = 128,42$ кПа.

Условие прочности $q \leq q_{lim}$ выполняется в обоих случаях. Для трубы №1 процент использования составляет 69,9 %, для трубы №2 – 96,1 %, что приближается к пределу несущей способности.

3.4. Вероятностная оценка надёжности. Далее выполним вероятностную оценку надёжности МГТ в соответствии с предлагаемой в п.2 методикой. Числовые характеристики случайных величин параметров прочности для обеих МГТ приведены в табл. 3.

Таблица 3

Параметр	Мат. ожидание	Кэф. вариации	Стандарт
	m	ν	$\sigma = m \cdot \nu$
D	180 см	0,009	1,646 см
W	0,101 см ³ /см	0,06	0,0061 см ³ /см
$E_{гр}$	300 кгс/см ²	0,15	45,0 кгс/см ²

Числовые характеристики случайного значения действующей нагрузки рассчитаны и собраны в табл. 4.

Таблица 4

Параметр	Вертикальное давление грунта от действующих нагрузок					Сумма
	постоянных				временных	
	вес дорожного полотна (1 слой)	вес дорожного полотна (2 слой)	вес дорожного основания (ПГС)	вес грунта засыпки	подвижная нагрузка Н14	
γ_{fi}	1,5	1,5	1,3	1,1	1,1	-
ν_{qi}	0,305	0,305	0,183	0,061	0,061	-
Труба №1 с высотой насыпи $h = 1,5$ м						
$q_{i,p}$, кПа	1,875	3,24	7,956	19,8	56,96	89,827
m_{qi} , кПа	1,25	2,16	6,12	18,0	51,78	79,308
σ_{qi} , кПа	0,381	0,659	1,12	1,098	3,157	3,606*
Труба №2 с высотой насыпи $h = 4,3$ м						
$q_{i,p}$, кПа	1,875	3,24	7,956	75,24	35,11	123,421
m_{qi} , кПа	1,25	2,16	6,12	68,4	31,92	109,848
σ_{qi} , кПа	0,381	0,659	1,12	4,171	1,946	4,797*
* Суммарное среднеквадратическое отклонение определяется как квадратный корень из суммы квадратов стандартов от всех типов нагрузки (метод SRSS) (формула 11)						

Генерация выборок исходных параметров по закону распределения Гаусса на основе данных табл. 3 и последующий многократный расчет несущей способности был реализован и произведен в ПК MathCad. Размер выборок и соответствующее количество статистических испытаний $N = 1000$. Гистограмма полученного распределения для q_{lim} представлена на рис. 4.

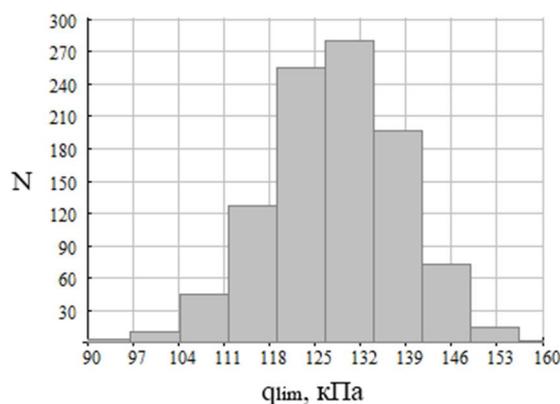


Рис. 4. Гистограмма распределения вектора значений предельной нагрузки q_{lim} (эксцесс 0,031; коэффициент асимметрии -0,154)

Поскольку все случайные величины, входящие в расчет несущей способности, приняты с распределением по нормальному закону, можно ожидать, что распределение несущей способности также будет отвечать нормальному закону. Полученные значения

эксцесса и коэффициента асимметрии для полученной выборки близки к нулю и составляют 0,031 и -0,154 соответственно, что также подтверждает нормальность распределения. Числовые характеристики величины случайного значения предельной нагрузки представлены в табл. 5.

Таблица 5

Характеристика	Обозначение	Значение	Ед. изм.
Математическое ожидание	$m_{q_{lim}}$	127,919	кПа
Дисперсия	$D_{q_{lim}}$	101,829	кПа ²
Среднеквадратическое отклонение	$\sigma_{q_{lim}}$	10,091	кПа
Коэффициент вариации	$\nu_{q_{lim}}$	0,079	-

Результаты расчета количественных показателей надежности для обеих МГТ представлены в табл. 6.

Таблица 6

m_q	$m_{q_{lim}}$	σ_q	$\sigma_{q_{lim}}$	β	Q	H	ρ	k
кПа	кПа	кПа	кПа	-	-	-	бел	-
Труба №1 с высотой насыпи $h = 1,5$ м								
89,827	127,919	3,606	10,091	4,536	2,86E-006	10E-001	5,543	1,613
Труба №2 с высотой насыпи $h = 4,3$ м								
123,421	127,919	4,797	10,091	1,617	5,29E-002	9,47E-001	1,277	1,165

Из полученных результатов можно увидеть, что для трубы №1 получено достаточно высокое значение характеристики безопасности $\beta = 4,536$, которое находится в рекомендуемом интервале от $\beta = 3$ до $\beta = 5$. При этом вероятность отказа составляет $Q = 2,86E-006$ или 0,00029 %, что может гарантировать безотказную эксплуатацию сооружения в заданных условиях.

И напротив, для трубы №2 получено крайне низкое значение характеристики безопасности $\beta = 1,617$ с вероятностью отказа $Q = 5,29E-002$ или 5,29 %. Это говорит нам о том, что конструкция находится в области небезопасного и ненадежного режима эксплуатации. При этом для МГТ №2 выполнялось условие прочности ($q \leq q_{lim}$), из чего можно сделать вывод, что только лишь детерминированной оценки может быть недостаточно при расчете МГТ на прочность и необходимо дополнительно производить расчет надежности и оценку области безопасных состояний конструкции.

4. Влияние разброса модуля деформации грунта на надежность МГТ.

Геометрические характеристики МГТ и их отклонения от нормативных значений регулируются техническими условиями и контролируются в процессе производства, поэтому разброс данных параметров имеет достаточно небольшой и понятный диапазон. В свою очередь деформационная характеристика грунта основания – модуль деформации $E_{гр}$, является наиболее неопределенным параметром. Это объясняется сложной структурой грунта и зависимостью его параметров от множества внешних факторов. А широкий диапазон для величины изменчивости данного параметр от 0,1 до 0,7 (для песчаных грунтов [19-20]), подтверждает этот факт.

Оценим влияние коэффициента вариации модуля деформации грунта на надежность водопропускного сооружения. Для этого выполним серию расчетов надежности по предложенной методике на рассмотренном выше примере (МГТ №1). Грунт засыпки МГТ является насыпным и хорошо утрамбованным, поэтому будем считать его однородным. В связи с этим скорректируем диапазон значений для коэффициента вариации с учетом ГОСТ 20522-2012 “Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний”. Где, в частности, дается предельное значение изменчивости физических и механических свойств грунтов для однородного инженерно-геологического элемента (ИГЭ). Для механических свойств предельное значение составляет $\nu = 0,30$. Таким образом, примем диапазон для значений $\nu_{E_{гр}}$ от 0,05 до 0,30 с шагом 0,05. Результаты расчета количественных показателей надежности представлены в табл. 7.

Таблица 7

$\nu_{E_{гр}}$	β	Q	H	ρ	k
-	-	-	-	бел	-
0,05	7,713	6,11E-15	1,000E+00	14,214	1,617
0,10	5,970	1,19E-09	0,999999999	8,925	1,617
0,15	4,536	2,86E-06	0,999997143	5,543	1,613
0,20	3,651	1,31E-04	0,999869401	3,884	1,609
0,25	2,982	1,43E-03	0,998572105	2,844	1,608
0,30	2,369	8,91E-03	0,991091003	2,05	1,603

Из анализа результатов расчетов видно, что наблюдается значительное снижение показателей надежности при увеличении коэффициента вариации модуля деформации. Для коэффициента вариации в 30% получена характеристика безопасности $\beta = 2,369$, что говорит нам о недостаточной надежности сооружения. А при значении коэффициента вариации в 5% характеристика безопасности составила уже $\beta = 7,713$. Такой разброс свидетельствует о достаточно сильном влиянии параметра изменчивости модуля деформации грунта $\nu_{E_{гр}}$ на надежность МГТ. Поэтому для получения адекватных значений параметров безопасности следует более аккуратно подходить к назначению данного параметра. А в лучшем случае – использовать данные, собранные непосредственно для исследуемого объекта.

На рис. 5 и 6 приведены графики зависимости характеристики безопасности, логарифмического показателя надежности и вероятности отказа от исследуемого коэффициента вариации. Данные зависимости имеют нелинейный, затухающий характер.

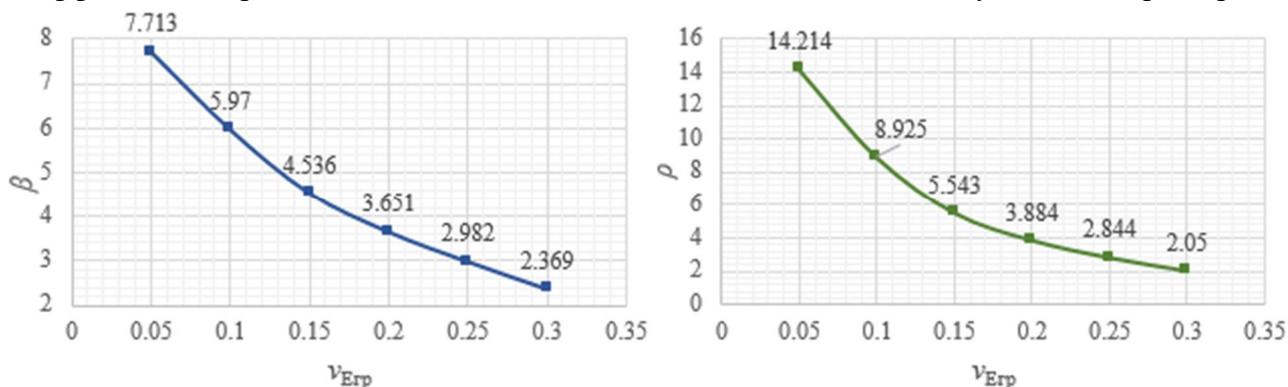


Рис. 5. Зависимость характеристики безопасности (β) и логарифмического показателя надёжности (ρ) от коэффициента вариации модуля деформации грунта ($\nu_{E_{гр}}$)

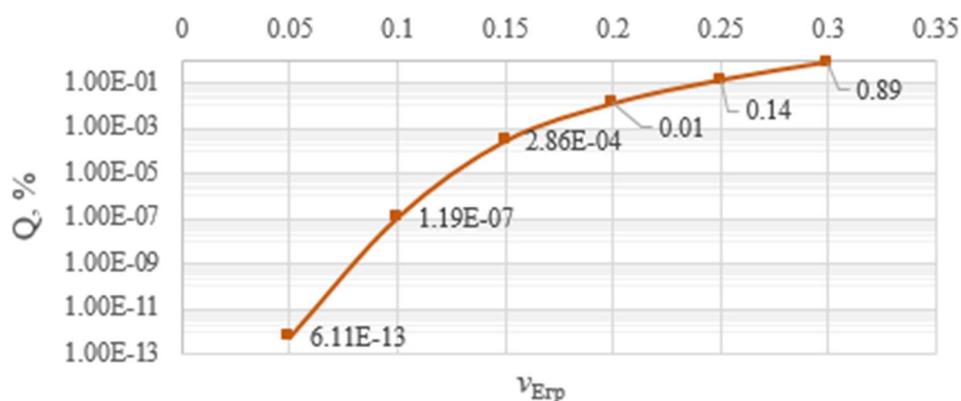


Рис. 6. Влияние изменчивости модуля деформации грунта ($v_{Eгр}$) на вероятность отказа конструкции МГТ (Q)

Также в процессе исследования было обнаружено, что с увеличением $v_{Eгр}$ характер распределения предельного значения внешней нагрузки начинает отличаться от нормального распределения, приобретая выраженную правую асимметрию. На рис. 7 представлена гистограмма распределений q_{lim} для значения $v_{Eгр} = 0,3$. Эксцесс: 1,553; коэффициент асимметрии: -0,701.

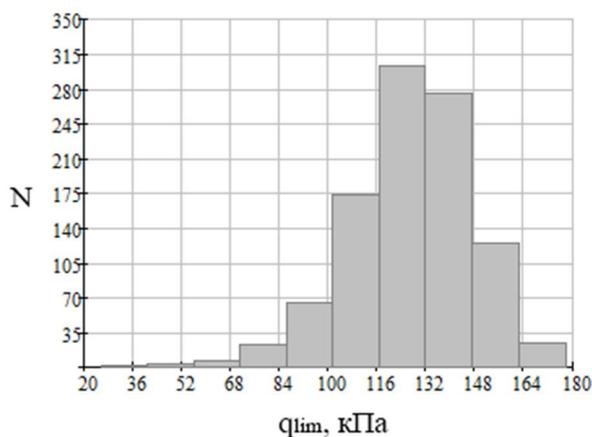


Рис. 7. Гистограмма распределения вектора значений предельной нагрузки q_{lim} при значении коэффициента вариации $v_{Eгр} = 0,3$ (эксцесс 1,553; коэффициент асимметрии -0,701)

Выводы. Теория надежности при расчете подземных сооружений активно развивается: в вопросах геотехники [14], механике подземных сооружений [16] и в частности при расчете подземных труб [12]. Однако, несмотря на то, что теория надежности обладает большим потенциалом и может значительно повысить безопасность и точность расчетов строительных конструкций (в том числе гофрированных водопропускных сооружений), в настоящее время в процессе проектирования, обследования и мониторинга рядовыми инженерами она не используется. Это связано с тем, что концепции теории надежности и риска представляются достаточно сложными и трудоемкими.

В данной статье предлагается достаточно простая методика для вероятностной оценки надежности и безопасности гофрированных водопропускных труб с учетом разброса геометрических характеристик оболочки МГТ и деформационных характеристик грунта засыпки, которая позволяет делать полезные оценки надежности сооружения с использованием минимально необходимого набора параметров и с применением несложного

математического аппарата. Она будет полезна как для строительства новых водопропускных сооружений, так и для оценки надежности эксплуатируемых МГТ. Дополняя детерминированные расчеты прочности и жесткости предлагаемой методикой оценки надежности, можно значительно повысить ценность результатов анализа.

Для большей наглядности в данной статье рассмотрено два подробных примера расчета надежности МГТ. Объектами расчета являются две эксплуатируемые гофрированные водопропускные трубы. Для них выполнен детерминированный расчет прочности, а также произведена вероятностная оценка надежности.

Также, как было ранее отмечено во введении, периодически такие сооружения выходят из строя [7, 15, 22], что повышает необходимость использования анализа надежности МГТ. Анализируя литературные источники, можно выделить две основные группы причин отказа. Первые относятся непосредственно к оболочке МГТ (например, чрезмерная коррозия, дефект формы поперечного сечения, полученный в процессе монтажа или производства), вторые – к грунту засыпки (нарушение структурной целостности и однородности грунтовой обоймы, фильтрация грунта, вымывание пустот в теле грунтовой обоймы, недостаточное и неравномерное уплотнение грунта засыпки). И если нарушение структуры МГТ достаточно легко диагностируются визуальным способом, как в процессе монтажа, так и эксплуатации, то процессы нарушения грунтовой обоймы скрыты и могут протекать незаметно. Поэтому в данной работе была произведена оценка зависимости надежности МГТ от разброса модуля деформации грунта. Данный параметр отвечает за однородность деформационных характеристик массива грунта. В рамках исследования коэффициент вариации модуля деформации $\nu_{\text{гр}}$ изменялся в пределах допустимых по ГОСТ 20522-2012 для однородного грунта в пределах единого ИГЭ. Был получен сильный разброс параметров надежности, что говорит о значительном влиянии неоднородности модуля деформации на безопасность сооружения.

Для повышения безопасности МГТ можно рекомендовать нормировать такой показатель, как однородность модуля деформации грунта, который характеризуется коэффициентом вариации. Этот подход уже реализован и успешно применяется для контроля уплотнения грунтов земляного полотна и оснований дорожных одежд [3]. Это позволит стабилизировать значение деформационных параметров грунта в процессе возведения. И, как следствие, повысить надёжность эксплуатации металлических гофрированных водопропускных труб.

Библиографический список

1. Болотин В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – М.: Стройиздат, 1971. – 255 с.
2. Вентцель Е.С. Теория вероятностей: учебник для вузов. – 5-е изд. – М.: Высш. шк., 1998. – 576 с.
3. Козлов А.В. Проблемы интерпретации результатов штамповых испытаний при контроле качества уплотнения грунтов земляного полотна и оснований дорожных одежд // Полевые и лабораторные методы исследования грунтов - проблемы и решения: материалы общерос. науч.-практ. конф. – М.: Геомаркетинг, 2019. – С. 92-101. EDN IRIQKS.
4. Лычев А.С. Надежность строительных конструкций. – М.: АСВ, 2008. – 184 с.
5. Надёжность усиленного накладной плитой плитного пролётного строения автодорожного моста / В.С. Сафронов, А.В. Черников, А.В. Антипов [и др.] // Строительная механика и конструкции. – 2017. – № 2(15). – С. 85-94. EDN ZXMGUN.

6. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании: монография. – М.: АСВ, 1998. – 304 с.
7. Расчетная оценка возможных причин разрушения гофрированной трубы под автомобильной дорогой в Крыму / И. И. Овчинников, И. Г. Овчинников, М. А. Блинков, А. И. Зарудный // Транспортные сооружения. – 2017. – Т. 4. – № 1. – С. 1. DOI 10.15862/01TS117. EDN YLPVSF.
8. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.
9. Сеницын А.П. Расчет конструкций на основе теории риска. – М.: Стройиздат, 1985. – 304 с.
10. Сысолятин С.Г. Оценка модуля деформации в песчаных грунтах / С.Г. Сысолятин, А.С. Хрулев // Современные проблемы науки и образования. – 2015. – № 2-3. – С. 298. EDN VBRGNV.
11. Черников А.В. Вероятностная оценка надежности вакуумного трубопровода / А.В. Черников, В.С. Сафронов // Строительная механика и конструкции. – 2021. – № 2(29). – С. 38-47. EDN SGJWCF.
12. Ahammed M., Melchers R. E. Reliability of underground pipelines subject to corrosion // Journal of transportation engineering. – 1994. – Vol. 120. – №. 6. – P. 989-1002.
13. Baecher G. B., Christian J.T., Baecher G.B. Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. – John Wiley & Sons, 2005.
14. Duncan J.M. Factors of safety and reliability in geotechnical engineering // Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. – 2000. – Vol. 126. – №. 4. – P. 307-316.
15. Giresini L., Puppio M. L., Sassu M. Collapse of corrugated metal culvert in Northern Sardinia: analysis and numerical simulations // International Journal of Forensic Engineering. – 2016. – Vol. 3. – №. 1-2. – P. 69-85.
16. Kayser M., Gajan S. Application of probabilistic methods to characterize soil variability and their effects on bearing capacity and settlement of shallow foundations: state of the // International Journal of Geotechnical Engineering. – 2014. – Vol. 8. – №. 4. – P. 352-364.
17. Kennedy T.W. Practical use of the indirect tensile test for the characterisation of pavement materials // Australian road research board conference proc. – 1979. – Vol. 9. – №. 3. – P. 36-45.
18. Otte E. et al. A structural design procedure for cement-treated layers in pavements. – University of Pretoria, 1978.
19. Phoon K.K., Kulhawy F.H. Characterization of geotechnical variability // Canadian geotechnical journal. – 1999. – Vol. 36. – №. 4. – P. 612-624.
20. Phoon K.K., Kulhawy F.H. Evaluation of geotechnical property variability // Canadian Geotechnical Journal. – 1999. – Vol. 36. – №. 4. – P. 625-639.
21. Raychowdhury P. Effect of soil parameter uncertainty on seismic demand of low-rise steel buildings on dense silty sand // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2009. – Vol. 29. – №. 10. – P. 1367-1378.
22. Van Aller H. W., Engineer P. E. G. Recent Failures Of Large Corrugated Metal Pipe Spillways // ASDSO 1993 Conference. – 1993. – P. 341-348.

References

1. Bolotin V.V. Application of methods of probability theory and reliability theory in calculations of structures. M.: Stroyizdat, 1971. 255 p.
2. Wentzel E.S. Probability theory. 5th ed. M.: High School, 1998. 576 p.

3. Kozlov A.V. Problems of interpretation of the results of stamp tests in quality control of soil compaction of subgrade and pavement bases. *Field and Laboratory Methods of Soil Research - Problems and Solutions: Materials of Rus. Scientific and Practical Conf. M.: Geomarketing, 2019. Pp. 92-101.*
4. Lychev A.S. *Reliability of building structures. M.: ASV, 2008. 184 p.*
5. Safronov V.S., Chernikov A.V., Antipov A.V. Reliability of a slab span of a road bridge reinforced with an overlay plate. *Structural Mechanics and Constructions. No. 2(15). 2017. Pp. 85-94.*
6. Raiser V.D. *Reliability theory in building design: monograph. M.: ASV, 1998. 304 p.*
7. Ovchinnikov I.I., Ovchinnikov I.G., Blinkov M.A., Zarudniy A.I. Estimated assessment of possible causes of destruction of a corrugated pipe under a highway in Crimea. *Transport facilities. Vol. 4. No. 1. 2017. P. 1. DOI 10.15862/01TS117.*
8. Rzhantsyn A.R. *Theory of calculation of building structures for reliability. M.: Stroyizdat, 1978. 239 p.*
9. Sinitsyn A.P. *Calculation of structures based on risk theory. M.: Stroyizdat, 1985. 304 p.*
10. Sysolyatin S.G., A.S. Khrulev. Evaluation of the deformation modulus in sandy soils. *Modern problems of science and education. No. 2-3. 2015. P. 298.*
11. Chernikov A.V., Safronov V.S. Probabilistic assessment of the reliability of a vacuum pipeline. *Structural Mechanics and Constructions. No. 2(29). 2021. Pp. 38-47.*
12. Ahammed M., Melchers R.E. Reliability of underground pipelines subject to corrosion. *Journal of Transportation Engineering. Vol. 120. No. 6. 1994. Pp. 989-1002.*
13. Baecher G.B., Christian J.T., Baecher G.B. *Reliability and statistics in geotechnical engineering. John Wiley & Sons. 2005.*
14. Duncan J.M. Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 126. No. 4. 2000. Pp. 307-316.*
15. Giresini L., Puppio M. L., Sassu M. Collapse of corrugated metal culvert in Northern Sardinia: analysis and numerical simulations. *International Journal of Forensic Engineering. Vol. 3. No. 1-2. 2016. Pp. 69-85.*
16. Kayser M., Gajan S. Application of probabilistic methods to characterize soil variability and their effects on bearing capacity and settlement of shallow foundations. *International Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 8. No. 4. 2014. Pp. 352-364.*
17. Kennedy T.W. Practical use of the indirect tensile test for the characterization of pavement materials. *Australian Road Research Board Conference Proc. Vol. 9. No. 3. 1979. Pp. 36-45.*
18. Otte E. *A structural design procedure for cement-treated layers in pavements. University of Pretoria, 1978.*
19. Phoon K.K., Kulhawy F.H. Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal. Vol. 36. No. 4. 1999. Pp. 612-624.*
20. Phoon K.K., Kulhawy F.H. Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal. Vol. 36. No. 4. 1999. Pp. 625-639.*
21. Raychowdhury P. Effect of soil parameter uncertainty on seismic demand of low-rise steel buildings on dense silty sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2009. Vol. 29. No. 10. Pp. 1367-1378.*
22. Van Aller H.W., Engineer P.E.G. Recent Failures of Large Corrugated Metal Pipe Spillways ASDSO 1993 Conference. 1993. Pp. 341-348.

PROBABILISTIC ASSESSMENT OF THE RELIABILITY OF A METAL CORRUGATED CULVERT PIPE

A. V. Chernikov¹, V. S. Safronov², V. A. Kozlov³

Voronezh State Technical University^{1,2,3}
Russia, Voronezh

¹Postgraduate Student of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(920)2467077, e-mail: chernickov-andrei@yandex.ru

²Dr of Tech. Sciences, Professor of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(473)2715230, e-mail: vss22@mail.ru

³Dr of Physical and Mathematics Sciences, Head of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(473)2764006, e-mail: vakozlov@vgasu.vrn.ru

This article describes a method for the probabilistic assessment of the reliability of metal corrugated culvert pipes (MCP) of a round shape, taking into account the spread of the geometric characteristics of the pipe shell and the deformation characteristics of the soil. The results of numerical studies of the reliability of operated MCPs have been presented. The dependence of the reliability indicators on the spread of the parameters of the surrounding soil has been studied.

Keywords: metal corrugated pipe (MCP), reliability, probabilistic assessment of reliability, operational safety.

**ПРОЧНОСТЬ И ПРОДОЛЬНЫЙ ИЗГИБ
ТРУБОБЕТОННЫХ СТЕРЖНЕЙ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ**

П. А. Хазов¹, А. П. Помазов²

Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет^{1,2}
Россия, г. Н. Новгород

¹ Канд. техн. наук, доцент кафедры теории сооружений и технической механики, зав. лабораторией непрерывного контроля технического состояния зданий и сооружений, тел.: +7(951)919-0-919, e-mail: khazov.nngasu@mail.ru

² Аспирант кафедры теории сооружений и технической механики, ассистент кафедры строительных конструкций, тел.: +7 (915) 947-36-25, e-mail: pomazov.a.p@yandex.ru

Приводятся и анализируются результаты экспериментальных исследований прочности и устойчивости трубобетонных стержней малогабаритных сечений при действии осевой сжимающей нагрузки. Описаны материалы и технология изготовления опытных неармированных трубобетонных образцов для статических испытаний. Проведены испытания коротких и длинных трубобетонных образцов с размерами трубы 60x2,0, 76x3,0 и 102x3,5 и полых стальных труб с соответствующими размерами. Экспериментально определена разрушающая сила для исследуемых трубобетонных стержней и сопоставлена с дифференцированными теоретическими несущими способностями трубы-оболочки и бетонного сердечника. Приводится анализ совместной работы бетона и стальной трубы, влияние на общую несущую способность. Приведены диаграммы зависимости осевого укорочения стержней от сжимающей нагрузки и их сравнение с диаграммами деформирования полый стальной трубы. Для длинных трубобетонных образцов определены критические силы потери устойчивости и коэффициенты продольного изгиба. Полученные результаты могут применяться в проектировании при расчете трубобетонных конструкций с учетом требований нормативных документов и повышения их надежности.

Ключевые слова: трубобетон, центральное сжатие, прочность, устойчивость, жесткость, продольный изгиб, экспериментальное исследование, физическое моделирование.

Введение. Применение композитных трубобетонных конструкций в современном строительстве позволяет сочетать достоинства традиционных строительных материалов – бетона и стального проката, тем самым повышая несущую способность элементов, обеспечивая требуемую огнестойкость и демпфирующие свойства. Однако в проектировании и расчете конструктивных элементов из труб, заполненных бетоном, остается много открытых и неизученных вопросов, в том числе описание реального напряженно-деформированного состояния с учетом совместной работы бетонного сердечника и трубы-оболочки.

Вопросы прочности и устойчивости трубобетонных элементов поднимаются в научных исследованиях как отечественных [1-13], так и зарубежных ученых [14-17]. В силу отсутствия инженерных методик расчета, которые в полной мере учитывают действительную работу составного элемента с учетом сцепления бетона и оболочки, а также изменения деформационных свойств бетонного сердечника, находящегося в стальной обойме, наиболее точным методом определения прочностных характеристик сжатых трубобетонных колонн являются экспериментальные исследования [3, 12, 15, 17-19]. Не менее активно проводятся

численные и аналитические исследования несущей способности трубобетонных стержней [4, 6-11, 13].

Основной задачей изучения прочности и продольного изгиба трубобетонных стержней при центральном сжатии является установление зависимостей между несущей способностью композитного элемента и несущими способностями отдельных составляющих конструкции [8]. В настоящем исследовании напряженно-деформированное состояние трубобетонных образцов приводится в сравнении с НДС стальной трубы.

Материалы и методы. Статические испытания трубобетонных стержней осевой сжимающей нагрузкой проводились в лаборатории кафедры строительных конструкций ФГБОУ ННГАСУ. Для исследования было изготовлено несколько серий неармированных трубобетонных образцов различных длин и диаметров (рис. 1). Использовались круглые электросварные прямошовные трубы 60x2,0; 76x3,0 и 102x3,5 (соотношение диаметра к толщине стенки $D/t = 25 \dots 30$) длиной 100 мм и 700 мм. В качестве материала для бетонного сердечника была применена высокоподвижная бетонная смесь, приготовленная из цементно-песчаной смеси марки М300, мелкозернистого гравия и воды без примесей и добавок. Прочностные характеристики полученного бетона определялись по факту набора прочности контрольных бетонных образцов в возрасте 28 суток разрушающим методом (рис. 2). Прочность бетонного цилиндра составила 15 МПа [18, 19].



Рис. 1. Трубобетонные образцы для статических испытаний осевой сжимающей нагрузкой



Рис. 2. Неармированный бетонный образец длиной 100 мм для определения прочности до (а) и после (б) разрушения

Для равномерного распределения нагрузки от загрузающих пластин пресса на всю площадь трубобетонного сечения заполнение труб бетонной производилось с запасом 5-10 мм, а после набора бетоном прочности торцевые поверхности образцов были выровнены с помощью алмазного диска и напильника.

Осевая сжимающая нагрузка прикладывалась к трубобетонным образцам с помощью испытательного пресса П-125 с электрогидравлическим приводом и максимальной нагрузкой 1250 кН. Регистрация создаваемой на образец нагрузки осуществлялась с помощью аналогового циферблата силоизмерителя пресса.

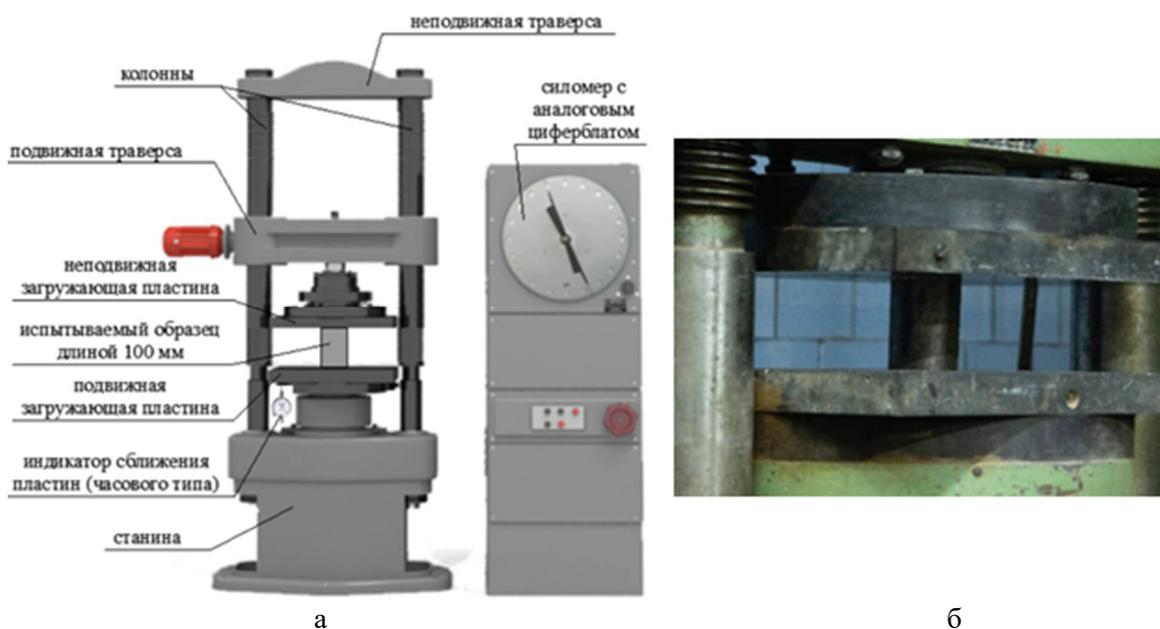


Рис. 3. Принципиальная схема экспериментальной установки для испытаний трубобетонных образцов длиной 100 мм (а), общий вид (б)

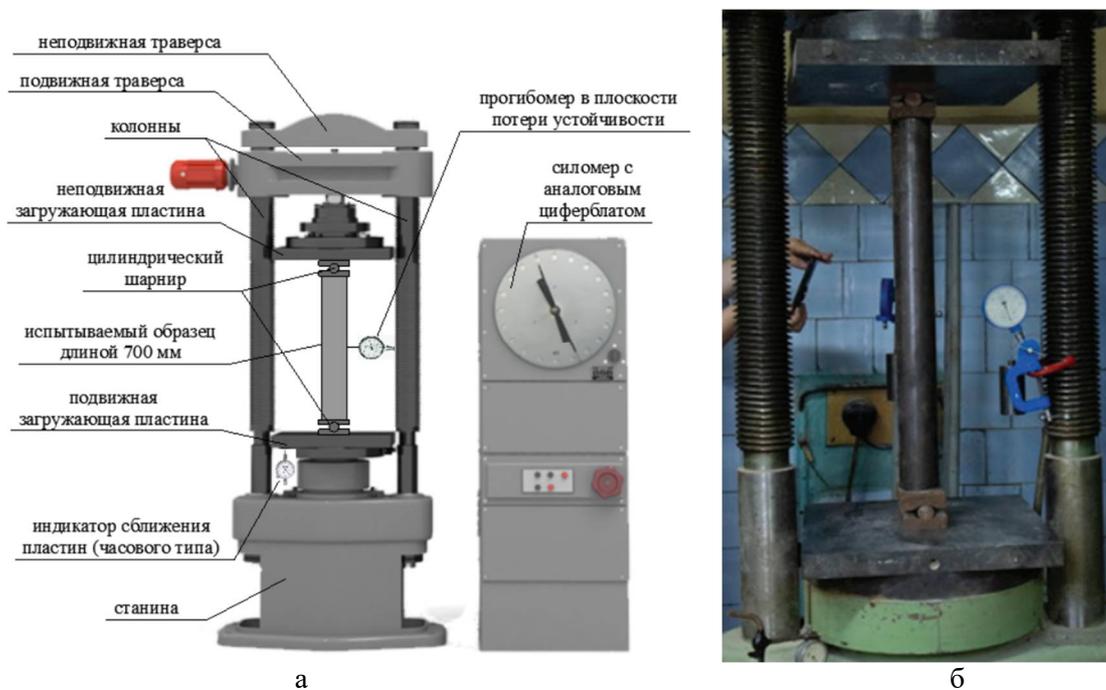


Рис. 4. Принципиальная схема экспериментальной установки для испытаний трубобетонных образцов длиной 700 мм (а), общий вид (б)

Разрушающая нагрузка для трубобетонных стержней определялась путем испытания коротких образцов длиной 100 мм до разрушения сжимающей силой. Образцы были установлены непосредственно между загрузающими пластинами пресса, приведенными в шарнирное состояние, обеспечивающее поворот пластин в процессе нагружения (рис. 3).

Для исследования продольного изгиба и определения критической силы испытания проводились осевым сжатием образцов длиной 700 мм (соотношение длины к поперечному размеру более 7). Шарнирное опирание стержней осуществлялось через дополнительную стальную пластину и цилиндрические опорные шарниры в плоскости потери устойчивости (рис. 4).

По мере увеличения нагрузки для длинных образцов непрерывно регистрировались горизонтальные перемещения среднего сечения стержня в плоскости и из плоскости потери устойчивости, а также осевое укорочение колонны (рис. 5). Горизонтальные перемещения определялись с помощью прогибомеров с точностью до 0,01 мм. Для определения осевых деформаций трубобетонных стержней измерялось сближение загрузающих пластин пресса при помощи индикатора часового типа S379 ИЧ, 50x0,01.

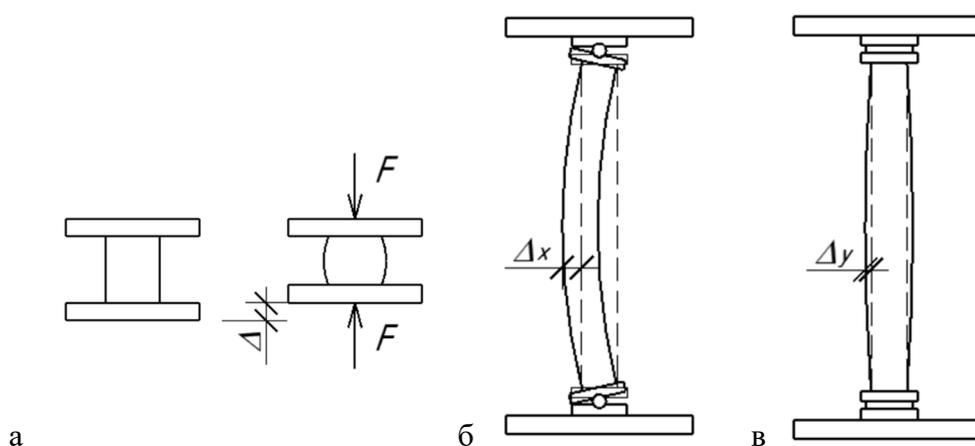


Рис. 5. Схема измерения осевого укорочения (а), поперечных деформаций в плоскости (б) и из плоскости (в) потери устойчивости стержня

Результаты испытаний коротких трубобетонных образцов. Образцы длиной 100 мм были нагружены осевой сжимающей нагрузкой до разрушения. Разрушающую нагрузку можно считать кратковременной, поскольку время действия нагрузки для каждого образца составляло не более 3 минут.

По результатам испытаний были построены диаграммы продольного деформирования (рис. 6) и определена разрушающая нагрузка.

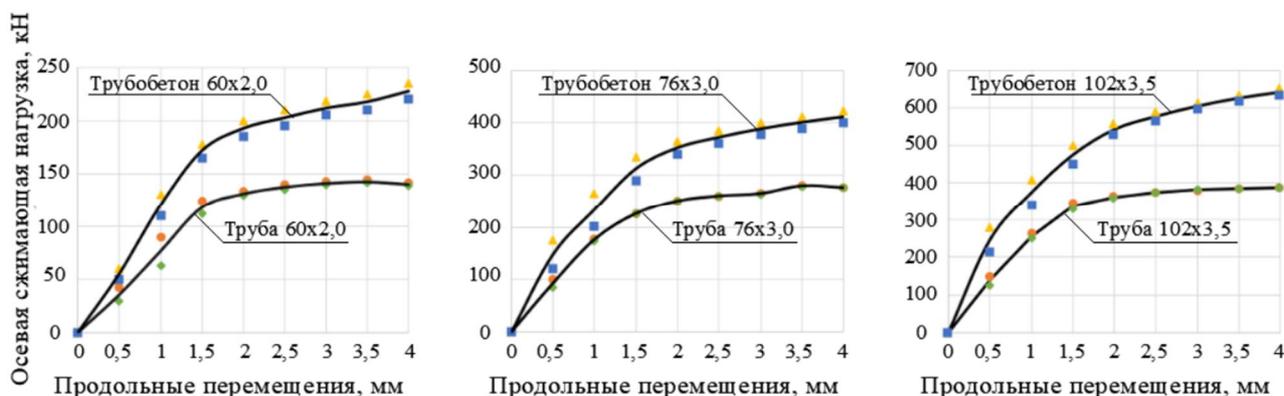


Рис. 6. Диаграммы продольного деформирования трубобетонных стержней и труб длиной 100 мм

Помимо трубобетонных образцов были также испытаны на сжатие полые стальные трубы соответствующих диаметров и построены диаграммы зависимости продольных деформаций от осевой сжимающей нагрузки (рис. 6). Из диаграмм видно, что переход из упругой стадии работы в пластическую и для трубы, и для трубобетона происходит при одних и тех же деформациях.

Потеря несущей способности полый трубы во всех случаях происходила из-за потери устойчивости стенки с образованием поперечной складки, в некоторых случаях сопровождаясь раскрытием электросварного шва (рис. 7, а). Короткие трубобетонные образцы, изготовленные из труб с этими же геометрическими и прочностными параметрами с бетонным заполнением, выдерживали нагрузку, значительно превышающую несущую способность трубы, поскольку бетонный сердечник предотвращает преждевременную потерю устойчивости стенки (рис. 7, б).

Были отдельно определены несущие способности трубы-оболочки $N_t = A_t R_y$ и бетонного сердечника $N_b = A_b R_b$. Результаты сведены в табл. 1, из которой видно, что несущая способность составного трубобетонного сечения примерно в 1,5 раза превосходит сумму дифференцированных несущих способностей трубы и бетонного цилиндра. Это объясняется отчасти тем, что бетон в стальной оболочке находится в сложном напряженном состоянии трехосного сжатия и, несмотря на закритические для бетона деформации, продолжает работать совместно с трубой, выдерживая значительно большую нагрузку. При вскрытии испытанных образцов было обнаружено, что бетонный сердечник пластически деформировался вместе со стальной оболочкой, без образования трещин (рис. 7, в).

Таблица 1

Несущие способности трубобетона, трубы и бетонного сердечника

Геометрические характеристики трубы	Несущая способность трубобетонного образца, кН	Несущая способность трубы, кН	Несущая способность бетонного сердечника, кН	Отношение несущей способности трубобетона к сумме несущих способностей трубы и бетонного сердечника
60x2,0	230 (180,39%)	127,5 (100%)	18,5 (14,51%)	1,575
76x3,0	420 (174,42%)	240,8 (100%)	28,9 (12,00%)	1,557
102x3,5	650 (171,46%)	379,1 (100%)	53,2 (14,03%)	1,504



Рис. 7. Деформированный образец стальной трубы длиной 100 мм (а) и трубобетона (б), состояние бетонного сердечника после перехода в пластическую фазу (в)

Результаты испытаний длинных трубобетонных образцов. Для каждого образца длиной 700 мм по результатам испытаний на устойчивость были построены диаграммы зависимости продольных и поперечных деформаций от осевой сжимающей нагрузки (рис. 8, 9, а). Для сравнения деформативных характеристик трубобетонного стержня с полый стальной трубой также были построены соответствующие диаграммы деформирования. Как и в случае сжатия коротких стержней, просматривается пропорциональная зависимость между диаграммами деформирования для полый трубы и трубы, заполненной бетоном.

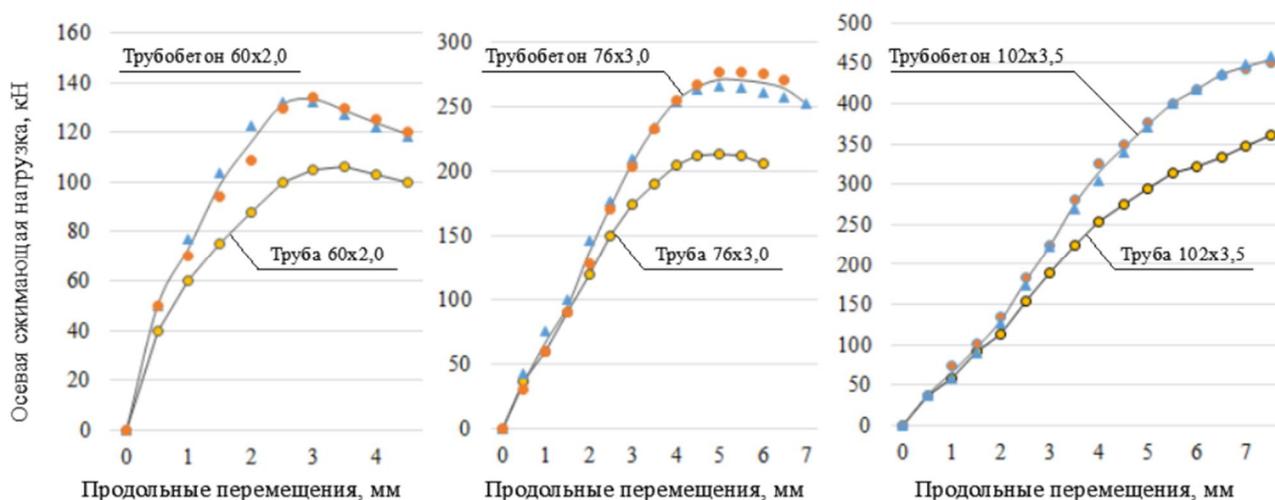


Рис. 8. Диаграммы продольного деформирования трубобетонных стержней и труб длиной 700 мм

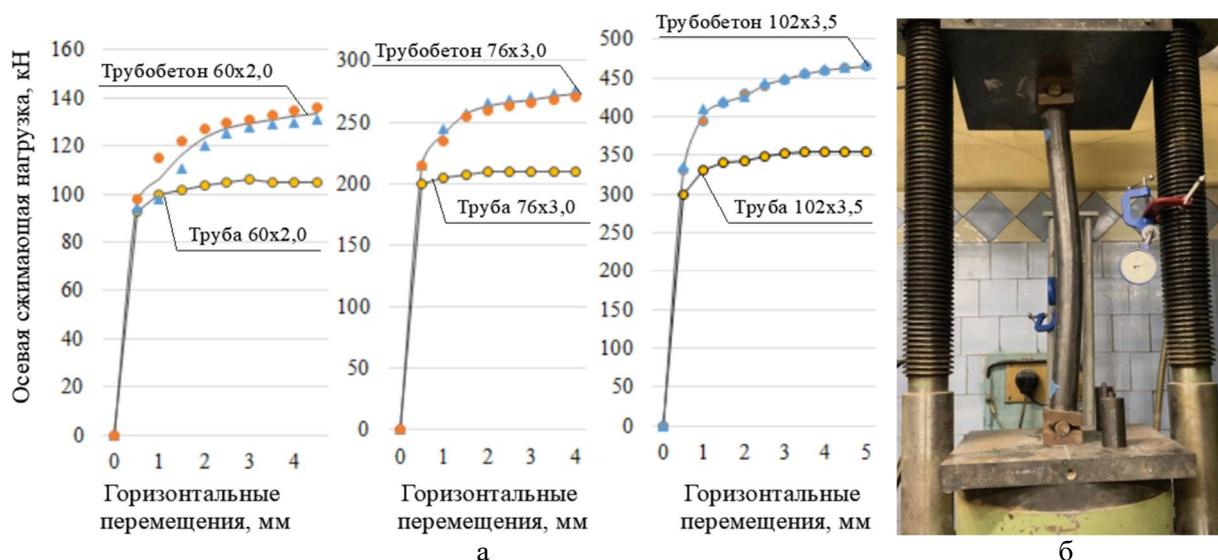


Рис. 9. Диаграммы поперечного деформирования трубобетонных стержней и труб длиной 700 мм (а) и общий вид деформированного образца в результате потери устойчивости (б)

В современных нормативных документах нерешенным является вопрос определения теоретического значения критической силы, поскольку нет методик по определению расчетной длины и коэффициентов продольного изгиба при расчете сжатых стержней композитного сечения на устойчивость.

Влияние гибкости сжатой стойки на ее несущую способность оценивается коэффициентом продольного изгиба, который равен отношению критической силы потери устойчивости (для длинного стержня) к разрушающей нагрузке короткого стержня. Экспериментально определенные значения коэффициентов продольного изгиба для трубобетонных стержней

приведены в табл. 2. Также приведены теоретические значения коэффициентов продольного изгиба для стальных труб, определенные по соответствующим пунктам нормативных документов по проектированию стальных конструкций (СП 16.13330.20) в зависимости от гибкости элемента, зависящей от типа закрепления, длины и геометрических характеристик сечения (радиус инерции).

Таблица 2

Коэффициенты продольного изгиба для трубобетона и стальных труб

Геометрические характеристики трубы	Условная гибкость стержня, L_0/d	Коэффициент продольного изгиба для трубобетона (экспериментальный)	Коэффициент продольного изгиба для трубы (теоретический)
60x2,0	12,83	0,565 (61%)	0,925 (100%)
76x3,0	10,13	0,595 (62,5%)	0,951 (100%)
102x3,5	7,55	0,646 (66,3%)	0,974 (100%)

Полученные экспериментально коэффициенты продольного изгиба предсказуемо увеличиваются при увеличении гибкости колонны, но их значения весьма занижены относительно коэффициентов продольного изгиба для стальных труб. Это происходит за счет того, что у короткого трубобетонного образца несущая способность значительно выше, чем у полый трубы (на 50...60%), поскольку бетонный сердечник ограничивает возможность стенке трубы преждевременно потерять устойчивость, а стальная труба не позволяет бетону хрупко разрушаться в закритической зоне деформаций, превращая его в пластичный материал. В то же время увеличение критической силы для длинных трубобетонных стержней по сравнению с трубой составило около 30%, то есть эффект от бетонного заполнения при продольном изгибе не так велик, как при сжатии короткого образца [9].

Закключение. На основании проведенных исследований по вопросам изучения прочности и устойчивости центрально сжатых трубобетонных образцов можно сделать следующие выводы:

1. Трубобетонные стержни обладают несущей способностью, значительно превышающей несущую способность полый трубы соответствующего диаметра, поскольку наличие бетонного ядра предотвращает преждевременную потерю устойчивости стенки. Труба, в свою очередь, выступает в роли стальной обоймы, внутри которой бетонный сердечник находится в состоянии трехосного сжатия и продолжает работать в составе трубобетонной конструкции, несмотря на запредельные для бетона деформации.

2. Диаграммы продольного деформирования трубобетонных образцов при действии осевой сжимающей нагрузки пропорциональны диаграммам деформирования полых стальных труб, соответствующих размеров. Переход из упругой стадии работы в пластическую и для трубы, и для трубобетона происходит при одних и тех же деформациях.

3. Экспериментально определенные значения коэффициенты продольного изгиба для трубобетонных стержней значительно ниже значений для полых труб. Это объясняется тем, что бетонный наполнитель трубобетонных конструкций в первую очередь повышает несущую способность на восприятие продольной силы, однако практически не оказывает влияния на восприятие изгибающего момента, который в стержневом элементе составного сечения фактически воспринимается только трубой-оболочкой.

Библиографический список

1. Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Труль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. – М.: Стройиздат, 1974. – 144 с.
2. Кришан А.Л. Новое конструктивное решение трубобетонных колонн // III тысячелетие – новый мир: труды междунар. форума по проблемам науки, техники и образования. – 2006. – Т. 2. – С. 81-84.
3. Кришан А.Л., Суровцев М.М. Экспериментальные исследования прочности гибких трубобетонных колонн // Вестник МГТУ. Сер. Строительные материалы и технологии. – 2013. – №1. – С. 90-92.
4. Несущая способность коротких трубобетонных колонн круглого сечения / А.Л. Кришан, В.И. Римшин, В.А. Рахманов и др. // Известия высших учебных заведений. Сер. Технология текстильной промышленности. – 2017. – № 4 (370). – С. 220-225.
5. О проблеме расчета трубобетонных конструкций с оболочкой из разных материалов. Часть 2. Расчет трубобетонных конструкций с металлической оболочкой / И.И. Овчинников, И.Г. Овчинников, Г.В. Чесноков, Е.С. Михалдыкин // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ». – 2015. – Т. 7. – №4. URL: <https://naukovedenie.ru/PDF/112TVN415.pdf> (Дата обращения: 21.11.2022).
6. Канищев Р.А. Анализ местной устойчивости трубобетонных конструкций прямоугольного сечения // Инженерно-строительный журнал. – 2016. – № 4(64). – С. 59–68.
7. Белый Г.И., Ведерникова А.А. // Исследование прочности и устойчивости трубобетонных элементов конструкций обратным численно-аналитическим Вестник гражданских инженеров. – 2021. – № 2(85). – С. 26-35.
8. Несветаев Г.В., Резван И.В. Оценка прочности трубобетона // Фундаментальные исследования. – 2011. – № 12-3. – С. 580-583.
9. Стороженко Л.И., Семко А.В. Сравнение методик расчета трубобетонных конструкций // Коммунальное хозяйство городов: научно-технический сборник. – №63. – С. 59-67.
10. Исследования несущей способности центрально-сжатых сталетрубобетонных колонн / В.И. Римшин, А.Л. Кришан, М.А. Астафьева и др. // Жилищное строительство. – 2022. – № 6. – С. 33-38. DOI: 10.31659/0044-4472-2022-6-33-38.
11. Исследования несущей способности внецентренно сжатых сталетрубобетонных колонн / В.И. Римшин, М.Н. Семенова, И.Л. Шубин и др. // Строительные материалы. – 2022. – № 6. – С. 8-14. DOI: 10.31659/0585-430X-2022-803-6-8-14.
12. Тамразян А.Г., Манаенков И.К. Испытание трубобетонных образцов малого диаметра с высоким коэффициентом армирования // Строительство и реконструкция. – 2017. – № 4(72). – С. 57-62.
13. Колмогоров Г.Л., Акулова А.А. Прочность и предельная несущая способность трубобетонных колонн // Обработка сплошных и слоистых материалов. – 2016. – № 2(45). – С. 29-33.
14. Morino S., Tsuba K. Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column System in Japan // Earthquake and Engineering Seismology. – 2005. – No. 1. – Vol. 4. – P. 51-73.
15. Structural Behaviour of Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tube Columns during the Top-Down Construction Method / M.M. Lazovic Radovanovic, J.Z. Nikolic, J.R. Radovanovic, S.M. Kostic // Applied sciences. – 2022. – Vol. 12. – 18 p.
16. Research on Dynamic Response of Concrete-Filled Steel Tube Columns Confined with FRP under Blast Loading / Jing Dong, Junhai Zhao, Dongfang Zhang, Yingping Li // Hindawi, Shock and Vibration. – 2019. – 18 p.

17. Li P., Zhang T., Wang C. Behavior of Concrete-Filled Steel Tube Columns Subjected to Axial Compression // *Advances in Materials Science and Engineering*. – 2018. – P. 1-15. DOI: 10.1155/2018/4059675.
18. Экспериментальное исследование прочности композитных труботетонных образцов малогабаритных сечений / П.А. Хазов, В.И. Ерофеев, Д.М. Лобов, А.К. Ситникова, А.П. Помазов // *Приволжский научный журнал*. – 2022. – № 3. – С. 36-43.
19. Экспериментальное исследование расчетных длин и коэффициентов продольного изгиба композитных труботетонных образцов. / П.А. Хазов, В.И. Ерофеев, Д.М. Лобов, А.П. Помазов, А.К. Ситникова // *Приволжский научный журнал*. – 2022. – № 4. – С. 16-24.

References

1. Kikin A.I., Sanzharovsky R.S., Trul V.A. Structures made of steel pipes filled with concrete. M.: Stroyizdat, 1974. 144 p.
2. Krishan A.L. New constructive solution of pipe-concrete columns. III Millennium - A New World: Works of the Intern. Forum on Problems of Science, Technology and Education. Vol. 2. 2006. Pp. 81-84.
3. Krishan A.L., Surovtsev M.M. Experimental studies of the strength of flexible pipe-concrete columns. Bulletin of MSTU. Building Materials and Technologies. No. 1. 2013. Pp. 90-92.
4. Krishan A.L., Rimshin V.I., Rakhmanov V.A. Bearing capacity of short pipe-concrete columns of round section. News of Higher Educational Institutions. Technology of the Textile Industry. No. 4(370). 2017. Pp. 220-225.
5. Ovchinnikov I.I., Ovchinnikov I.G., Chesnokov G.V., Mikhaldykin E.S.. On the problem of calculating pipe-concrete structures with a shell of different materials. Part 2. Calculation of pipe-concrete structures with a metal shell. Internet journal "SCIENCE". Vol. 7. No. 4. 2015. URL: <https://naukovedenie.ru/PDF/112TVN415.pdf> (Date of access: 11/21/2022).
6. Kanishchev R.A. Analysis of local stability of pipe-concrete structures of rectangular section. Engineering and Construction Journal. No. 4(64). 2016. Pp. 59-68.
7. Bely G.I., Vedernikova A.A. Investigation of the strength and stability of pipe-concrete structural elements by the inverse numerical-analytical method. Bulletin of Civil Engineers. No. 2(85). 2021. Pp. 26-35.
8. Nesvetaev G.V., Rezvan I.V. Evaluation of the strength of pipe concrete. Fundamental Research. No. 12-3. 2011. Pp. 580-583.
9. Storozhenko L.I., Semko A.V. Comparison of methods for calculating pipe-concrete structures. Communal Services of Cities: Scientific and Technical Collection. No. 63. Pp. 59-67.
10. Studies of the bearing capacity of centrally compressed steel-pipe concrete columns / V.I. Rimshin, A.L. Krishan, M.A. Astafieva and others // *Housing construction*. - 2022. - No. 6. - P. 33-38. DOI: 10.31659/0044-4472-2022-6-33-38.
11. Rimshin V.I., Semenova M.N., Shubin I.L. Studies of the bearing capacity of eccentrically compressed steel-pipe concrete columns. Construction Materials. No. 6. 2022. Pp. 8-14. DOI: 10.31659/0585-430X-2022-803-6-8-14.
12. Tamrazyan A.G., Manaenkov I.K. Testing of tube-concrete samples of small diameter with a high coefficient of reinforcement. Construction and Reconstruction. 2017. No. 4(72). Pp. 57-62.

13. Kolmogorov G.L., Akulova A.A. Strength and ultimate bearing capacity of pipe-reinforced concrete columns. *Processing of Continuous and Layered Materials*. 2016. No. 2(45). Pp. 29-33.
14. Morino S., Tsuba K. Design and construction of concrete-filled steel tube column system in Japan. *Earthquake and Engineering Seismology*. Vol. 4. No. 1. 2005. Pp. 51-73.
15. Lazovic Radovanovic M.M., Nikolic J.Z., Radovanovic J.R., Kostic S.M. Structural behavior of axially loaded concrete-filled steel tube columns during the top-down construction method. *Applied Sciences*. Vol. 12. 2022. 18 p.
16. Dong Jing, Zhao Junhai, Zhang Dongfang, Li Yingping. Research on dynamic response of concrete-filled steel tube columns confined with FRP under blast loading. *Hindawi, Shock and Vibration*. 2019. 18 p.
17. Li P., Zhang T., Wang C. Behavior of concrete-filled steel tube columns subjected to axial compression. *Advances in Materials Science and Engineering*. 2018. Pp. 1-15. DOI: 10.1155/2018/4059675.
18. Khazov P.A., Erofeev V.I., Lobov D.M., Sitnikova A.K., Pomazov A.P. Experimental study of the strength of composite pipe-concrete samples of small sections. *Privolzhsky Scientific Journal*. No. 3. 2022. Pp. 36-43.
19. Khazov P.A., Erofeev V.I., Lobov D.M., Pomazov A.P., Sitnikova A.K. Experimental study of the calculated lengths and buckling coefficients of composite pipe-concrete specimens. *Privolzhsky Scientific Journal*. No. 4. 2022. Pp. 16-24.

STRENGTH AND BENDING PIPE-CONCRETE RODS UNDER CENTRAL COMPRESSION

P. A. Khazov¹, A. P. Pomazov²

Nizhny Novgorod State University of Architecture, Building and Civil Engineering^{1,2}
Russia, Nizhny Novgorod

¹ PhD of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Theory of Structure and Technical Mechanics, Head of the Laboratory for Continuous Monitoring of the Technical Condition of Buildings and Structures. Tel.: +7(951)9190919; e-mail: khazov.nngasu@mail.ru

² Graduate Student of the Department of Theory of Structure and Technical Mechanics, Assistant of the Department of Building Structures. Tel. +7 (915) 947-36-25. e-mail: pomazov.a.p@yandex.ru

The results of experimental studies of the strength and stability of small-sized tubular concrete rods under the action of axial compressive load are presented and analyzed. Materials and manufacturing technology of experimental non-reinforced pipe concrete samples for static tests are described. Tests were carried out on short and long tube-concrete samples with pipe dimensions 60x2,0, 76x3,0 and 102x3,5 and hollow steel pipes with corresponding dimensions. The destructive force for the investigated pipe-concrete rods was determined experimentally and compared with the differentiated theoretical bearing capacities of the shell pipe and the concrete core. The analysis of the joint work of concrete and steel pipe, the impact on the overall load-bearing capacity is given. Diagrams of the dependence of the axial shortening of the rods on the compressive load and their comparison with the diagrams of deformation of a hollow steel pipe are given. For long pipe-concrete specimens, the critical buckling forces and buckling coefficients are determined. The results obtained can be used in the design of the calculation of pipe-concrete structures, taking into account the requirements of regulatory documents and increasing their reliability.

Key words: pipe concrete, central compression, strength, stability, rigidity, buckling, experimental study, physical modeling.

ФИЗИЧЕСКОЕ И ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ АЭРОДИНАМИКИ БОЛЬШЕПРОЛЕТНОЙ КОНСТРУКЦИИ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ НАПРАВЛЕНИЯХ ВЕТРОВОГО ПОТОКА

А. А. Сатанов

Институт проблем машиностроения РАН – филиал ФГБНУ «Федеральный исследовательский центр «Институт прикладной физики Российской академии наук»
Россия, г. Нижний Новгород

Аспирант, тел.: +7 (910)133-38-66, e-mail: andrewsatanov@gmail.com

В статье приводятся результаты исследования распределения аэродинамических характеристик по поверхности большепролетного здания на основании испытания в аэродинамической трубе и моделирования в модуле вычислительной гидрогазодинамики *ANSYS CFX*. По результатам физических экспериментов с моделью здания построены изополя распределения аэродинамических коэффициентов. Были получены картины распределения ветровых давлений численными методами. Показана сходимость результатов по экспериментальным и численным методам. Выявлены особенности распределения ветрового давления при различных направлениях потока (под углами 0°, 30°, 45°, 60°, 90° к оси здания) по большепролетному покрытию. Показано, что на данное большепролетное покрытие действует отрицательное ветровое давление. При изменении угла воздействия потока воздуха меняется картина изополей ветрового давления, следовательно, изменяется напряженно-деформированное состояние конструкций, что следует учитывать при расчете на наиболее неблагоприятные расчетные сочетания нагрузок.

Ключевые слова: большепролетное покрытие, аэродинамические коэффициенты, ветровая нагрузка, эксперимент в аэродинамической трубе, численное моделирование ветрового давления, изополя распределения ветрового давления.

Введение

В настоящее время активно развивается строительство большепролетных зданий и сооружений. В связи с ростом населения и развития инфраструктуры возникает потребность в больших площадях и устройстве гибких планировок, необходимость перекрытия объемов без дополнительных опор. Большепролетные конструкции используются для покрытий спортивных сооружений, вокзалов и аэропортов, промышленных зданий, ангаров и в большинстве случаев имеют сложную геометрическую форму. Для обеспечения надежности и безопасной эксплуатации необходимо корректно учитывать распределение ветровых нагрузок по поверхностям здания. При расчете ветровой нагрузки на покрытие необходимо знать избыточное статическое давление, возникающее за счет действия ветра. Для определения избыточного давления применяют аэродинамический коэффициент [1].

В последнее время исследованию аэродинамических характеристик зданий и сооружений различных форм и размеров уделено особое внимание многих российских и зарубежных авторов. [2-11]. Для объектов сложной криволинейной формы основные подходы заключаются в задании математической модели здания или сооружения и решения трехмерных уравнений движения жидкости, а также проведении физического испытания модели в аэродинамической трубе [12-17].

В действующих строительных нормах присутствуют схемы для определения аэродинамических коэффициентов зданий и сооружений простых форм. Однако часто при

проектировании форма здания не соответствует ни одной из предложенных в приложении В [1]. В таком случае необходимо прибегать к методам физического и численного моделирования обтекания конструкций ветровыми потоками.

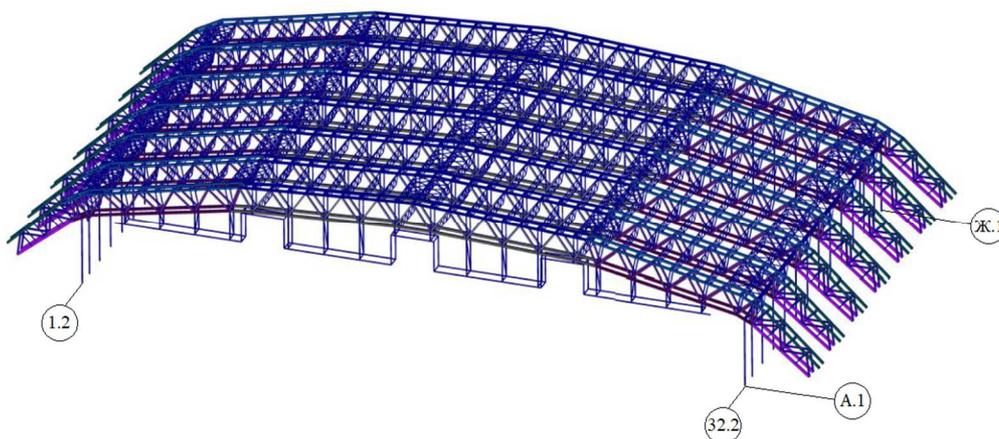
Для уникальных объектов сложной геометрической формы важно получить детальную картину обтекания их ветром. Учет возникновения нестандартных аэродинамических явлений, связанных с турбулентными потоками на стадии проектирования поможет избежать неточностей в расчетах и будет способствовать безопасной эксплуатации строительных конструкций [18-22]. Однако для крупных объектов сложной формы и с учетом ветрового профиля это задача в полном объеме не всегда решается даже современными вычислительными средствами, для чего используются некоторые упрощения, такие как снижение точности модели, уменьшение рабочей зоны или расчетной сетки. Необходимо соблюдать баланс между точностью исследования и затраченными при расчете ресурсами.

Описание объекта исследования

В качестве объекта исследования рассматривается проектируемое в научно-исследовательских целях большепролетное здание, перекрываемое пространственными арками пролетом 228 м (рис. 1) с ломаным очертанием параллельных поясов. Максимальная высота здания в центральной точке 38 м. Исследованию объекта посвящена работа [15], в продолжении которой проводилось данное исследование.



а



б

Рис. 1. Исследуемое здание: визуализация (а), фрагмент расчетной схемы (б)

Данная форма покрытия не соответствует ни одной из предложенных схем в приложении В [1], поэтому значения аэродинамических коэффициентов необходимо определять на основании результатов физического или численного моделирования.

Описание эксперимента

Математическое моделирование, применимое к ветровой аэродинамике, основано на численных схемах решения трехмерных уравнений движения жидкости и газа с адекватными моделями турбулентности, реализованными в современных программно-вычислительных комплексах. Физическое моделирование подразумевает проведение испытания модели здания в аэродинамической установке с сохранением при этом аэродинамического подобия.

Физические испытания производились в лаборатории кафедры «Отопление и вентиляция» ННГАСУ. (рис. 2, а) Принципиальная схема экспериментальной установки представлена на рис. 2, б. Аэродинамическая установка представляет собой трубу большого диаметра с продуваемым через неё воздухом, моделирующим воздействие окружающей среды на испытуемое тело посредством создания равномерного потока в рабочей области. Для проведения испытаний в аэродинамической трубе на 3D принтере был изготовлен макет здания в масштабе 1:500. Для измерения давления в характерных точках поверхности покрытия была выполнена система дренажей из 126 воздухоотводящих трубок с возможностью подключения к микроманометру.

В рабочей зоне аэродинамической установки создавался равномерный поток воздуха со средней скоростью 12 м/с. Измерение скорости ветрового потока производилось чашечным анемометром МС-13 У1.1 ГОСТ 6376-74, статического давления на поверхности модели здания в характерных точках – микроманометром ММН-240(5)-1,0 ТУ 25-01-816-79. Во время эксперимента каждая трубка системы дренажей соединялась с микроманометром с помощью гибкой силиконовой трубки.

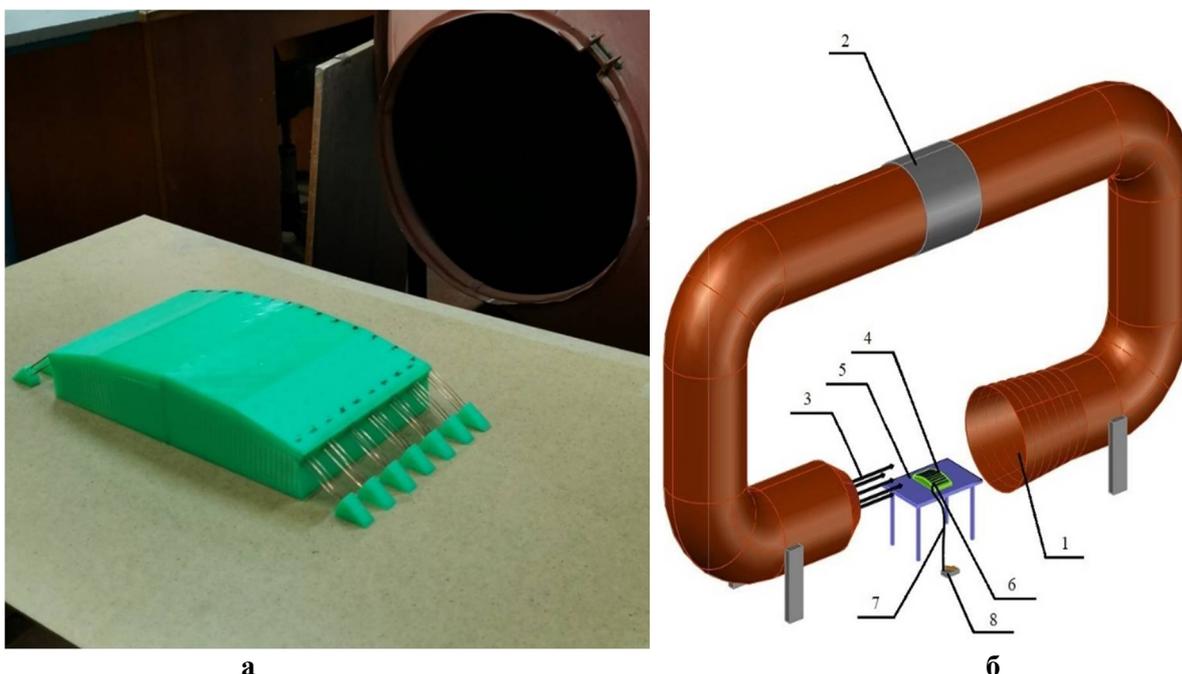


Рис. 2. Макет здания, помещенный в аэродинамическую трубу (а) и принципиальная схема экспериментальной установки (б): 1 – аэродинамическая труба, 2 – вентилятор, 3 – потоки воздуха, 4 – модель здания, 5 – подмакетник, 6 – исследуемая точка, 7 – гибкая силиконовая трубка, 8 – микроманометр

После преобразований показаний микроманометра вычислялись значения аэродинамических коэффициентов, показывающих отношение избыточного статического

давления в одной из точек наружной поверхности здания к динамическому давлению ветра, оказываемому ветровым потоком на вертикальную поверхность, по формуле:

$$c_e = \frac{p_{\text{пов}}}{p_0}, \#(1)$$

где $p_{\text{пов}}$ – динамическое давление, измеренное в изучаемой точке поверхности;

p_0 – динамическое давление, оказываемое ветровым потоком на вертикальную поверхность.

Эксперимент проводился для пяти направлений ветрового потока, под углами 0° , 30° , 45° , 60° , 90° . Схема направлений ветровых потоков приведена на рис. 3.

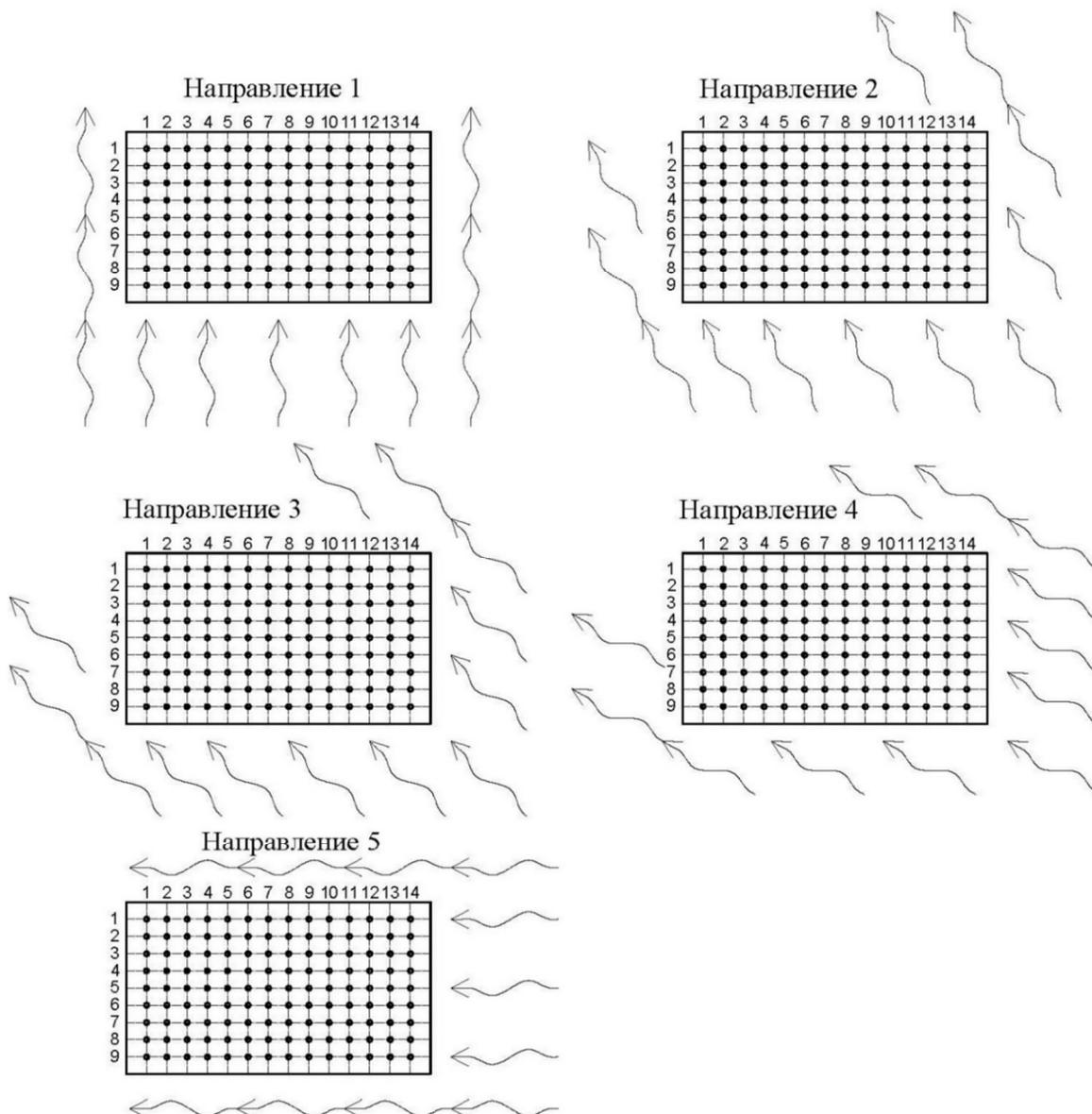


Рис. 3. Направления ветровых потоков, выбранные для проведения экспериментов

Численный метод исследования распределения давлений по поверхности покрытия основан на решении уравнения Навье-Стокса, описывающего обтекание твердого тела потоком сжимаемой жидкости.

Численное моделирование выполнялось с использованием рабочей среды программного обеспечения *ANSYS Workbench* и модуля вычислительной гидрогазодинамики *ANSYS CFX*.

Аэродинамическое течение моделировалось в области пространства, размеры выбраны относительно величины максимального пролета проектируемого здания H_{max} : $A \geq 5H_{max}$, $B \geq 5H_{max}$, $C \geq 15H_{max}$, $D \geq 6H_{max}$ (рис. 4). При данных соотношениях внешние граничные условия области течения практически не оказывают влияния на аэродинамические потоки вблизи поверхности здания.

Построение расчетной сетки для метода контрольных объемов осуществлялось в сеточном препроцессоре *ANSYS Meshing*. Для корректного воспроизведения течения в настройках сеточного генератора задавалось сгущение элементов сетки к поверхности здания. В препроцессоре *ANSYS CFX* созданы граничные условия втекания (постоянная скорость 12 м/с, соответствующая эксперименту) и истечения (нулевое статическое давление) воздуха из расчетной области, а также условия симметрии. Поверхности здания присвоено граничное условие непротекания *Wall*, при котором на поверхности составляющая скорости по нормали равна нулю, а вязкое трение отсутствует.

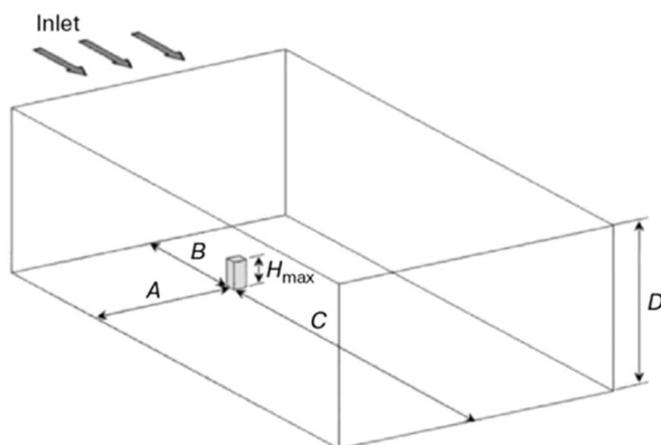


Рис. 4. Параметры расчетной области

Результаты эксперимента. На основании полученных по формуле (1) значений были построены изополя распределения аэродинамических коэффициентов по поверхности большепролетного покрытия для каждого из выбранных направлений ветра, представленные на рис. 5.

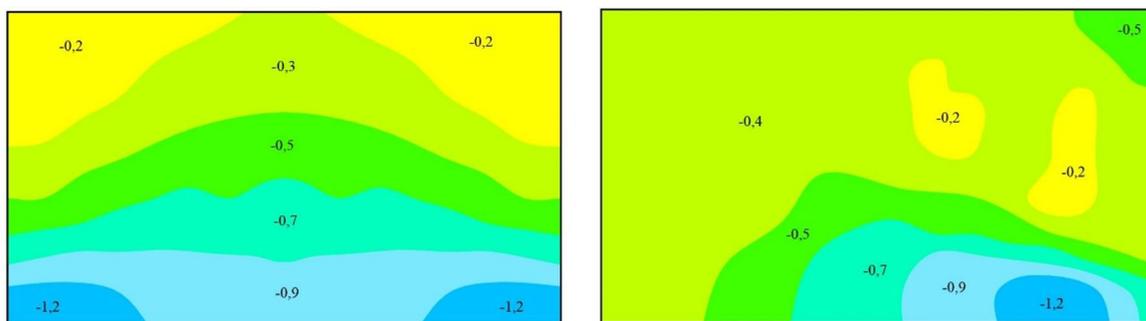


Рис. 5. Изополя распределения аэродинамических коэффициентов по большепролетному покрытию, полученные экспериментально (направления 1-5, рис. 3)

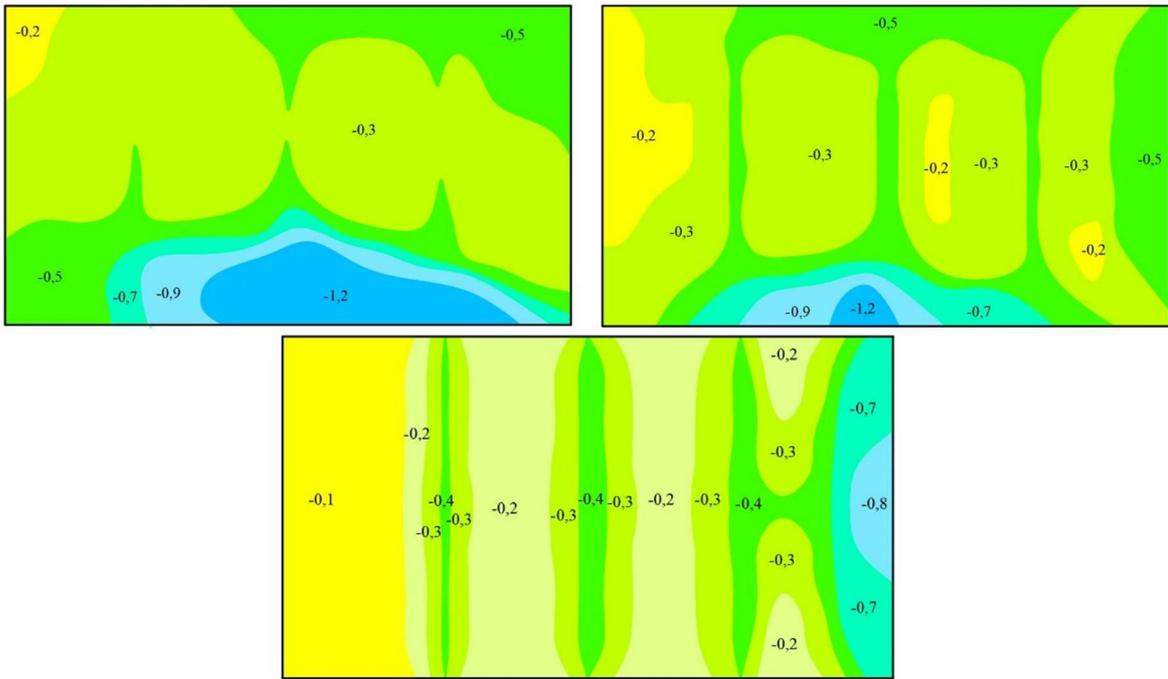


Рис. 5. Изополя распределения аэродинамических коэффициентов по большепролетному покрытию, полученные экспериментально (направления 1-5, рис.3) (продолжение)

На рис. 6 и 7 представлены полученные в модуле вычислительной гидрогазодинамики *ANSYS CFX* значения ветровых давлений для направлений 1 и 5 (рис. 3) и их сопоставление с экспериментальными результатами.

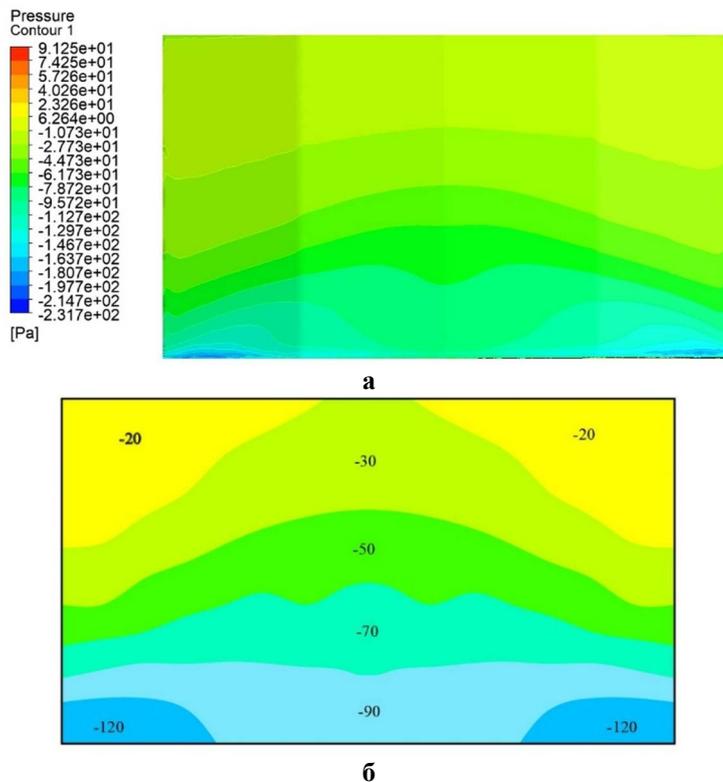


Рис. 6. Изополя распределения ветровой нагрузки по большепролетному покрытию для направления 1, рис. 3 по результатам численного моделирования (а) и по результатам эксперимента, Па (б)

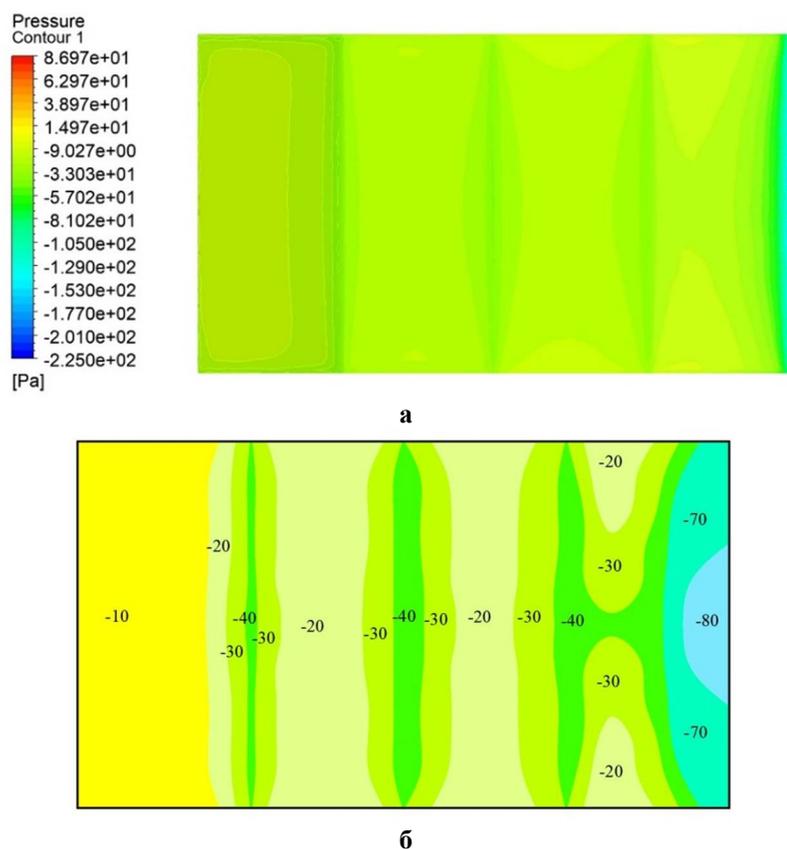


Рис. 7. Изополя распределения ветровой нагрузки по большепролетному покрытию для направления 5, рис. 3 по результатам численного моделирования (а) и по результатам эксперимента, Па (б)

Анализ результатов эксперимента и выводы. В результате анализа полученных экспериментально аэродинамических коэффициентов и ветровых нагрузок можно сделать следующие выводы:

1) Картины распределения значений ветровых нагрузок, действующих на поверхность большепролетного здания, по результатам численного моделирования и эксперимента совпадают с удовлетворительной точностью. Расхождения, присутствующие в основном в областях минимальных и максимальных значений, могут быть объяснены погрешностями и неточностями при проведении эксперимента, а также особенностями расчетов в модуле вычислительной гидрогазодинамики *ANSYS CFX*.

2) На поверхность данного большепролетного здания действует в основном отрицательное ветровое давление. При проведении расчетов зданий подобной формы необходимо учитывать наиболее неблагоприятные сочетания нагрузок, то есть максимальная ветровая и отсутствие снеговой, при которых возможен отрыв покрытия.

3) При увеличении скорости ветровых потоков, например, при воздействии штормового ветра и с учетом динамической составляющей ветровых давлений в несущих конструкциях здания возможны значительные знакопеременные перемещения, существенно влияющие на работу конструкций. Также возможно накопление повреждений, что может существенно сказываться на ресурсе несущих конструкций [23].

4) Максимальные по абсолютной величине значения достигаются со стороны граней здания, на которые направлены ветровые потоки, и в местах переломов сечений покрытия, что также должно учитываться при расчетах.

5) При изменении угла воздействия потока воздуха меняется картина изополей ветрового давления, следовательно, изменяются возникающие усилия в конструкциях, что

также следует учитывать при расчете на наиболее неблагоприятные расчетные сочетания нагрузок.

Работа выполнена в рамках государственного задания на фундаментальные научные исследования на 2021-2023 годы по теме № 0030-2021-0025.

Библиографический список

1. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: Минстрой России, 2016. – 80 с.
2. Савицкий Г.А. Ветровая нагрузка на сооружения. – М.: Изд-во лит. по стр-ву, 1972. – 111 с.
3. Симиу Э., Сканлан Р. Воздействия ветра на здания и сооружения. – М.: Стройиздат, 1984. – 360 с. (Перевод изд.: Wind Effectson Structures / E. Simiu, R. Scanlan (1978)).
4. Ретгер Э.И. Архитектурно-строительная аэродинамика: монография. – М.: Стройиздат, 1984. – 294 с.
5. Березин М.А., Катюшин В.В. Атлас аэродинамических характеристик строительных конструкций. – Новосибирск: ООО Олден-полиграфия, 2003. – 138 с.
6. Еремеев П.Г. Современные стальные конструкции большепролетных покрытий уникальных зданий и сооружений: монография. – М.: АСВ, 2009. – 336 с.
7. Барштейн М.Ф. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра. – М.: Стройиздат, 1978. – 216 с.
8. Lawson T. Builing Aerodynamics. Imperial college of science, Technology and Medicine. – London, 2001. – 304 p.
9. Stankovic S., Campbell N., Harries A. Urban Wind Energy. – London Taylor & Francis, 2009. – 200 p. DOI: 10.4324/9781849770262.
10. Hoerner S.F., Fluid-dynamic drag: theoretical, experimental and statistical information. – Wachington, 1965. – 455p.
11. Воздействие ветровых и снеговых нагрузок на большепролетные покрытия / Н.А. Попов, И.В. Лебедева, Д.С. Богачев, М.М. Березин // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – № 12. – С. 71-76.
12. Экспериментальное и численное исследование влияния покрытия на характеристики ветрового потока между соседними зданиями / Д. Гельбашц, Э. Буйрук, Б. Сахин, К. Карабулут, Д.Е. Алнак // 8-я Международная конференция передовых технологий. – Элязыг, 2017. – С. 1648-1655.
13. Экспериментальное исследование распределения ветровой нагрузки на поверхность большепролетного здания / П.А. Хазов, А.В. Февральских, Б.Б. Лампси, Ю.Д. Щелокова, А.М. Анущенко // Приволжский научный журнал. – 2019. – № 2. – С. 9-16.
14. Сатанов А.А., Симонов А.В., Хазов П.А. Определение аэродинамических характеристик большепролетного здания экспериментальными методами // Строительная механика и конструкции. – 2023. – № 1(36). – С. 63-74.
15. Исследование обтекания воздушными потоками большепролетной поверхности численным и экспериментальным методами / А.М. Анущенко, В.И. Ерофеев, П.А. Хазов, А.А. Сатанов, А.В. Февральских // Приволжский научный журнал. – 2021. – № 1. – С. 9-18.

16. Мущанов В.Ф., Зубенко А.В., Дроздов А.А. Исследование аэродинамических коэффициентов провисающих мембранных покрытий инженерных сооружений // Металлические конструкции. – 2017. – №2. – Т. 23. – С. 81-96.
17. Чмовж В.В., Гирька Ю.В. Современные проблемы аэродинамики зданий на примере театра оперы и балета города Одессы // Национальный аэрокосмический университет им. Н.Е. Жуковского «ХАИ». – Украина, 2009. – С. 12.
18. Aly A. M., Khaled F., Gol-Zaroudi H. Aerodynamics of Low-Rise buildings: challenges and recent advanced in experimental and computational methods [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.intechopen.com/chapters/72520>.
19. Гагарин В.Г., Гувернюк С.В., Леденев П.В. Аэродинамические характеристики зданий для расчета ветрового воздействия на ограждающие конструкции // Жилищное строительство. – 2010. – № 1. – С. 7-10.
20. Проектирование, строительство и эксплуатация высотных зданий с учетом аэродинамических аспектов / М.К. Михайлова, В.С. Далинчук, А.В. Бушманова, Л.В. Доброгорская // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2016. – №10 (49). – С. 59-74.
21. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.В. Пичугин. – М.: АСВ, 2007. – 476 с.
22. Mohamed A. Comparison of the numerical study of the effect of building protrusion aerodynamics with the results of aerodynamic tests // 15th Australian wind energy society workshop. – Sydney, 2012. – 4 p.
23. Влияние штормовой нагрузки на поврежденность материала несущих конструкций каркасного здания / В.И. Ерофеев, Е.А. Никитина, П.А. Хазов, А.А. Сатанов, А.А. Генералова // Приволжский научный журнал. – 2019. – № 1. – С. 9-15.

References

1. Set of Rules 20.13330.2016 Loads and effects. Actualized redaction of SNIIP 2.1.07-85*. М.: Минстрой России, 2016. 80 p.
2. Savitsky, G. A. Wind load on structures. М.: Publishing house of lit., 1972. 111 p.
3. Simiu E., Scanlan R. Influence of wind on buildings and structures. М.: Stroyizdat, 1984. 360 p. (Translated ed.: Wind Effects on Structures. 1978)).
4. Retter E. I. Architectural and construction aerodynamics: monograph. М.: Stroyizdat, 1984. 294 p.
5. Berezin M.A., Katyushin V.V. Atlas of aerodynamic characteristics of building structures. Novosibirsk: LLC Olden-poligrafiya, 2003. 138 p.
6. Eremeev P.G. Modern steel structures of long-span coatings of unique buildings and structures: monograph. М.: ACV. 2009. 336 p.
7. Barshtein M.F. Guidelines for the calculation of buildings and structures for the action of the wind. М.: Stroyizdat, 1978. 216 p.
8. Lawson T. Builing Aerodynamics // Imperial college of science, Technology and Medicine. London, 2001. 304 p.
9. Stankovic, S., Campbell N., Harries A. Urban Wind Energy - London Taylor & Francis, 2009. 200p - DOI: 10.4324/9781849770262.
10. S.F. Hoerner, Fluid-dynamic drag: theoretical, experimental and statistical information. Wachington, 1965. 455p.

11. Popov N.A., Lebedeva I.V., Bogachev D.S., Berezin M.M. Impact of wind and snow loads on long-span coatings // *Industrial and civil construction*. 2016. № 12. Pp. 71-76.
12. Gel'bashts D., Buyruk E., Sakhin B., Karabulut K., Alnak D.E. Experimental and numerical study of the coverage of wind flow characteristics between adjacent impacts // *8th International Conference of Advanced Technologies*. Elyazyg, 2017. Pp. 1648-1655.
13. Khazov P.A., Fevral'skikh A.V., Lampsii B.B., Shchelokova Yu.D., Anushchenko A.M. Experimental study of the distribution of wind load on the surface of a large-span // *Privolzhsky Scientific Journal*, 2019. № 2. Pp. 9-16.
14. Satanov, A.A., Simonov A.V., Khazov P. A. Experimental study of the aerodynamic characteristics of the large-span building // *Structural mechanics and structures*, 2023. No. 1 (36). Pp. 63-74.
15. Anushchenko A.M., Erofeev V.I., Khazov P.A., Satanov A.A., Fevral'skikh A.V. Investigation of the air flow around a large-span surface by numerical and experimental methods // *Privolzhsky Scientific Journal*, 2021. № 1. S. 9-18.
16. Mushchanov V.F., Zubenko A.V., Drozdov A.A. Study of the aerodynamic coefficients of sagging membrane coatings of engineering structures // *Metal constructions*. Makeevka, 2017. №2. Tom 23. Pp. 81-96.
17. Chmovzh V.V. Gir'ka Yu.V. Modern problems of aerodynamics of buildings on the example of the Opera and Ballet Theater of the city of Odessa // *National Aerospace University of N.E. Zhukovskii «KhAI»*. Ukraina, 2009. P. 12.
18. Aly A. M., Khaled F., Gol-Zaroudi H. Aerodynamics of Low-Rise buildings: challenges and recent advanced in experimental and computational methods // *Electronic resource: <https://www.intechopen.com/chapters/72520>*.
19. Gagarin V.G., Guvernyuk S.V., Ledenev P.V. Aerodynamic characteristics of buildings for calculating wind impact on building envelopes // *Housing construction*, 2010. №. 1. Pp. 7-10.
20. Mikhaylova M.K., Dalinchuk V.S., Bushmanova A.V., Dobrogorskaya L.V. Design, construction and operation of high-rise buildings, taking into account aerodynamic aspects // *Construction of unique buildings and structures*, 2016. №10 (49). Pp. 59-74.
21. Gordeev V.N. Lantukh-Lyashchenko A.I., Pashinsky V.A., Perelmuter A.V., Pichugin S.V. Loads and impacts on buildings and structures. M.: ASV, 2007. 476 p.
22. Mohamed A. Comparison of the numerical study of the effect of building protrusion aerodynamics with the results of aerodynamic tests // *15th Australian wind energy society workshop*. – Sydney, 2012. – 4 p.
23. Erofeev V.I., Nikitina E.A., Khazov P.A., Satanov A.A., Generalova A.A. Analysis of accumulation of damage in a column of frame building from storm loads// *Privolzhsky Scientific Journal*. 2019. № 1.Pp. 9–15.

PHYSICAL AND NUMERICAL SIMULATION OF THE AERODYNAMICS OF A LARGE-SPAN STRUCTURE UNDER DIFFERENT DIRECTIONS OF WIND FLOW

A. A. Satanov

Institute for Mechanical Engineering Problems of the Russian Academy of Sciences- Branch of the Federal State
Budgetary Scientific Institution «Federal Research Center Institute of Applied Physics of the Russian Academy of
Sciences»

Russia, N. Novgorod

Graduate student, tel. +7 (910)133-38-66, e-mail: andrewsatanov@gmail.com

Abstract. The article presents the results of a study of the distribution of aerodynamic characteristics over the surface of a large-span building based on a wind tunnel test and simulation in the *ANSYS CFX CFD* module. Based on the results of physical experiments with a building model, the isofields of the distribution of aerodynamic coefficients are constructed. Wind pressure distribution patterns were obtained by numerical methods. The convergence of results by experimental and numerical methods is shown. The features of the distribution of wind pressure at different flow directions (at angles of 0° , 30° , 45° , 60° , 90° to the building axis) along the large-span coating are clarified. It is shown that negative wind pressure acts on this large-span coating. When the angle of impact of the air flow changes, the pattern of wind pressure isofields changes, therefore, the stress-strain state of the structures changes, which should be taken into account when calculating the most unfavorable design combinations of loads.

Keywords: long-span coating, aerodynamic coefficients, wind load, wind tunnel experiment, numerical simulation of wind pressure, isofields of wind pressure distribution.

ИЗМЕНЕНИЯ СВОЙСТВ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ В ПРОЦЕССЕ СТАРЕНИЯ

А. Д. Чудайкин¹, О. В. Рябова², А. С. Минаков³, Р. С. Поляков⁴

Воронежский государственный технический университет^{1,2,3,4}
Россия, г. Воронеж

¹Старший преподаватель кафедры строительства и эксплуатации автомобильных дорог, тел.: +7(906)590-05-35, e-mail: a.chudaykin777@mail.ru

²Д-р техн. наук, профессор кафедры строительства и эксплуатации автомобильных дорог, тел.: +7(920)443-73-37, e-mail: 8555430@mail.ru

³Канд. техн. наук, доцент кафедры систем управления и информационных технологий в строительстве, тел.: +7 (960)131-91-40, e-mail: minakov.as@mail.ru

⁴Старший преподаватель кафедры проектирования автомобильных дорог и мостов, тел.: +7(920)461-58-70, e-mail: polyakovro@yandex.ru

Автомобильная дорога, как и любое инженерное сооружение, рассчитана на определенный срок службы, за который она подлежит действию транспортных и погодно-климатических факторов. Самым незащищенным элементом автомобильной дороги является покрытие. Из-за нагрузки и перегрузки материалы дорожного покрытия изнашиваются и стареют и со временем образуются неровности, деформации, выкрашивания, шелушения, трещины, сколы, выбоины, ямы. Надлежащее состояние автомобильных дорог напрямую зависит от качественного дорожного покрытия. Поскольку при строительстве и ремонте более 90% автомобильных дорог РФ в качестве органического вяжущего используется битум, то именно от его природных свойств, физико-механических характеристик, технологии производства зависит долговечность дорожной одежды. По своим природным свойствам битум не может полностью удовлетворить требования, которые предъявляет ему работа покрытий под действием современных транспортных нагрузок в совокупности с неблагоприятными погодными условиями. Главным фактором ухудшения свойств асфальтобетона является старение битумного вяжущего, происходящее под действием высоких эксплуатационных температур, влаги и кислорода воздуха. Исходя из этого одним из путей продления срока эксплуатации асфальтобетонных покрытий является внедрение мер предотвращения изменения свойств битумных вяжущих, которое происходит из-за его старения.

Ключевые слова: асфальтобетон, старение битумного вяжущего, средняя плотность, водонасыщение, прочность при сжатии, коэффициент водостойкости.

Введение. Асфальтобетон является самым распространенным в РФ материалом, применяемым для устройства покрытий автомобильных дорог. Объяснением этому являются значительные преимущества асфальтобетона перед другими материалами: относительно высокая прочность и несущая способность; способность к упругим и пластическим деформациям, значения которых определяются и регулируются свойствами материалов и составом асфальтобетона; высокий показатель сцепления автомобильных шин с поверхностью асфальтобетонного дорожного покрытия и его низкий уровень шума во время движения автомобилей; технологичность устройства асфальтобетонного покрытия, а также его содержания и ремонта; возможность повторного использования асфальтобетона (регенерация), который фрезеруется во время капитального ремонта автомобильных дорог [1]. Асфальтобетону, как и любому материалу, свойственны и недостатки, к которым относятся: значительная зависимость физико-механических свойств от климатических условий (температуры, осадков) района эксплуатации дороги; изменение свойств асфальтобетонного покрытия в процессе его эксплуатации, которое происходит как за счет структурных изменений, так и из-за старения вяжущего [2,3,4,5,7,8].

Материалы и методы. Горячие асфальтобетонные смеси производят с использованием вязких битумов при температуре (140-170) °С. В этом диапазоне температур вязкость битума снижена до уровня, при котором он легко обволакивает горячий щебень, смесь достаточно подвижна, что обеспечивает ее равномерное перемешивание и последующее перемещение в накопительный бункер. Верхний предел температуры нагревания вяжущего и минерального материала ограничено в связи с интенсивным термоокислительным старением вяжущего при технологических температурах перемешивания смеси. Горячую смесь укладывают и начинают уплотнять при температуре (120 - 150) °С, когда она еще подвижна и завершают укатку при температуре не ниже 80°С. Формирование структуры горячего асфальтобетона после его уплотнения считается в основном завершенным [9,10,11].

Нагрев битума сопровождается испарением наиболее летучих фракций, а также окислением и полимеризацией. Все это приводит к изменению группового состава и свойств битума. Степень изменения свойств битума зависит от многих факторов: температуры и длительности нагрева; отношения объема нагреваемого битума к его свободной поверхности; марки битума. Смена свойств битума в результате нагрева наиболее ярко проявляется в повышении вязкости.

Основная часть. Под влиянием атмосферных факторов – температуры, света, воздуха и воды происходит процесс окисления битума за счет присоединения кислорода воздуха и полимеризации, как следствие, происходят изменения физических свойств и химического состава битумов. Химический состав изменяется в результате превращения одних групп веществ в другие: масла переходят в смолы, смолы в асфальтены. Процесс превращения масел в смолы идет значительно медленнее, нежели превращение смол в асфальтены. Таким образом, со временем в битуме происходит увеличение количества асфальтенов. Количество же смол, придающих битуму пластичность и растяжимость, со временем уменьшается. С накоплением асфальтенов постепенно утрачиваются пластические свойства битума, увеличиваются его вязкость и хрупкость. Этот процесс называется «старением» битума [12].

При наблюдении за хранящимся длительное время на открытом воздухе битумом можно увидеть внешние изменения: битум становится светлее, приобретает матовую поверхность, на которой образуются складки и трещины.

В связи со старением битума происходит также и старение асфальтобетона, что приводит к ухудшению свойств дорожных покрытий. Рост жесткости битума делает асфальтобетон более хрупким. Он в значительной степени теряет способность к восприятию растягивающих напряжений. При этом на асфальтобетонном покрытии при резких понижениях температуры в зимнее время наблюдается образование трещин. Повышенная хрупкость асфальтобетона усиливает процесс его выкрашивания, что также снижает срок службы покрытия.

Наиболее резкие изменения свойств битума происходят при нагревании и перемешивании битумо-минеральных композиций. В этом случае некоторые минеральные материалы выполняют роль катализаторов, в присутствии которых окислительные реакции протекают интенсивнее.

Рассматривая изменение свойств битума и битумо-минеральных смесей во времени, можно выделить два основных периода. До определенного времени процессы старения могут быть охарактеризованы только как процессы укрепления структуры. Повышение вязкости битума в этот период приводит к повышению прочности и деформационной стойкости асфальтобетона. Улучшается адгезия битума с поверхностью минеральных зерен, вследствие чего повышаются водостойкость и морозостойкость асфальтобетона. Затем наступает период, к которому уже с полным правом можно применить термин «старение»: повышается

хрупкость битума, уменьшается его адгезионная способность. Это приводит к снижению коррозионной стойкости покрытия, а чрезмерная жесткость вяжущего провоцирует образование в нем трещины [13,14,15].

Битумы, как и битумоминеральные композиции, различают по соотношению длительности этих периодов. У наиболее устойчивых против старения битумов первый период длится достаточно долго и практически равен срокам службы асфальтобетонных покрытий. Для покрытий с битумами, неустойчивыми против старения, уже через год-два может наступить период интенсивного старения.

Битумы, которые подвержены быстрому старению, наиболее «чувствительны» к нагреванию, что должно учитываться в технологическом процессе приготовления асфальтобетонной смеси [16,17].

Нагрев битума и его последующее перемешивание с минеральным материалом приводит к повышению вязкости битума, что в свою очередь снижает подвижность асфальтобетонной смеси. Как известно, качество будущего покрытия и условия выполнения работ во многом определяются удобством обработки асфальтобетонной смеси при укладке и уплотнении.

Долговечное покрытие можно получить только в том случае, если смесь достаточно легко укладывается слоем заданной толщины, хорошо разравнивается и уплотняется. Так, смесь позволяет получить ровную, гладкую и однородную поверхность.

Итак, быстрое старение битума имеет место при смешивании его с минеральным материалом при высоких температурах при приготовлении асфальтобетонных смесей, поскольку происходит интенсивное взаимодействие связующего с кислородом воздуха. Также битум стареет во время эксплуатации асфальтобетона, при этом чем больше пористость покрытия, выше температура окружающей среды и тоньше слой асфальтобетона, тем быстрее происходит старение битума [18,19,20,21].

Учитывая вышесказанное, было проведено исследование с установлением воздействия:

- типа асфальтобетона на смену его свойств при старении;
- температуры приготовления асфальтобетонных смесей на свойства асфальтобетонов;
- остаточной пористости асфальтобетона на его устойчивость к старению.

Для приготовления асфальтобетонов использовали:

- щебень гранитный фракцией 5 – 10 мм;
- песок из отсева дробления изверженных горных пород фракцией 0 - 5 мм;
- известняковый минеральный порошок;
- битум нефтяной дорожный вязкий марки БНД 60/90.

Для проведения исследования были подобраны гранулометрические составы минеральной части горячих мелкозернистых асфальтобетонов типов А, Б, В, Г, приведены в табл. 1.

Таблица 1

Тип гранулометрии	Содержание по массе, % минеральных зерен, меньше данного размера, мм							
	10,0	5,0	2,5	1,25	0,63	0,315	0,14	0,071
А	100	52,04	37,14	31,57	24,01	17,16	11,99	7,84
Б	100	61,40	43,48	37,32	28,85	22,08	14,06	9,93
В	100	69,73	51,36	43,12	33,22	25,10	17,36	12,28
Г	100	88,75	68,69	56,36	44,53	31,71	20,55	14,42

Для исследования влияния типа асфальтобетона на изменения его свойств при старении были приняты асфальтобетоны типов А, Б, В и Г.

Содержание битума составляло для асфальтобетона типа А – 5,0%, типа Б – 5,5%, типа В – 6,0% и типа Г – 6,5% от массы минерального материала.

Температура приготовления асфальтобетонных смесей в лабораторных условиях составляла 145 – 150 °С.

При исследовании влияния температуры приготовления асфальтобетонных смесей на свойства асфальтобетонов и их изменения при старении использовали асфальтобетон типа Б, а температуры приготовления были на 20 °С выше и ниже указанной.

Асфальтобетоны с разной остаточной пористостью получены путем приготовления асфальтобетонных смесей типа Б с разным содержанием битума (5,0%, 5,5% да 6,0%).

Для исследуемых асфальтобетонов определяли: среднюю плотность, водонасыщение, остаточную пористость, прочность на сжатие при температуре 0°С, 20°С и 50°С, а также коэффициент водостойкости.

Старение асфальтобетона производили путем его выдерживания в сушильном шкафу на протяжении 8 часов при температуре 160 °С (тепловое старение) и последующего его выдерживания в воде на протяжении 14 суток (водное старение).

Результаты испытаний асфальтобетонов приведены в табл. 2.

Анализ результатов испытаний показал, что при выдерживании асфальтобетонных образцов в сушильном шкафу на протяжении 8 часов при температуре 160 °С и последующем выдерживании в воде на протяжении 14 суток происходит снижение их средней плотности и, как следствие, рост водонасыщения. Установлено, что интенсивность снижения средней плотности и роста водонасыщения напрямую зависит от содержания щебня в асфальтобетоне. Чем больше содержание щебня, тем больше изменяются средняя плотность и водонасыщение.

Также при старении снижается прочность на сжатие при всех температурах испытания. При этом интенсивность снижения прочности для всех типов асфальтобетона была практически одинаковой.

Ощутимым оказалось влияние старения на коэффициент водостойкости. Наибольшее понижение коэффициента водостойкости имеет место при старении асфальтобетона типа А, а меньше всего – типа Г.

Таблица 2

Показатель	Результаты испытаний асфальтобетонов на битумах марки БНД 60/90								
	исходных				полученных в сушильном шкафу 8 часов при температуре 160 °С и 14 суток в воде				
	тип А	тип Б	тип В	тип Г	тип А	тип Б	тип В	тип Г	
Средняя плотность, г/см ³	2,361	2,367	2,380	2,395	2,330	2,342	2,360	2,376	
Водонасыщение % по объему	2,13	1,87	1,44	1,13	3,85	3,49	2,90	2,61	
Прочность при сжатии, МПа при температуре:									
	- 0°С	9,42	10,24	10,43	10,71	7,34	8,35	8,58	9,01
	- 20°С	4,16	4,41	5,19	6,47	2,6	3,21	3,96	4,92
- 50°С	1,45	1,78	2,11	2,58	1,18	1,42	1,75	2,13	
Коэффициент водостойкости	0,95	0,96	0,96	0,98	0,83	0,87	0,89	0,93	

Результаты испытаний асфальтобетонов, приготовленных при разных технологических температурах, приведены в табл. 3.

Таблица 3

Показатель	Результаты испытаний асфальтобетона типа Б на битуме марки БНД 60/90		
	приготовленного при стандартных температурах	приготовленного при повышенных на 20 °С температурах	приготовленного при пониженных на 20 °С температурах
Средняя плотность, г/см ³	2,367	2,376	2,359
Водонасыщение, % по объему	1,87	2,23	2,34
Прочность при сжатии, МПа при температуре:			
- 0°С	10,24	11,06	8,81
- 20°С	4,41	4,58	3,49
- 50°С	1,78	1,95	1,49
Коэффициент водостойкости	0,96	0,95	0,93

Результаты испытаний асфальтобетонов показывают, что при повышении температуры приготовления асфальтобетонных смесей средняя плотность асфальтобетона растет, но при этом также имеет место незначительный рост водонасыщения асфальтобетонных образцов и снижение коэффициента водостойкости.

Повышение температуры приготовления асфальтобетонных смесей приводит к росту прочности асфальтобетонных образцов на сжатие: при температуре 50 °С на 10%, при температуре 20 °С – на 4%, при температуре 0 °С – на 8%.

Рост прочности асфальтобетонов при повышении температуры их приготовления может свидетельствовать об их старении.

При снижении температуры приготовления асфальтобетонных смесей на 20 °С происходят рост водонасыщения и снижение средней плотности асфальтобетонов в сравнении с асфальтобетоном, полученным при стандартных температурах, что прежде всего связано с ростом вязкости битумов при понижении температуры, это приводит к ухудшению обволакивания вяжущим минеральных зерен и уменьшению интенсивности взаимодействия битума с поверхностью минеральных материалов.

Также снижается прочность на сжатие. При температуре 0 °С прочность снижается на 14%, при температуре 20 °С – 21%, при температуре 50 °С – 16%. Снижение прочности может быть связано как с вышеуказанным ухудшением качества асфальтобетона, так и с меньшим термоокислительным старением битума.

Результаты испытаний асфальтобетонов с разной остаточной пористостью приведены в табл. 4.

Таблица 4

Показатель	Результаты испытаний асфальтобетона типа Б на битуме марки БНД 60/90								
	с содержанием битума, %			выдержанного в сушильной шкафу 8 часов при температуре 160 °С, с содержанием битума, %			выдержанного в сушильном шкафу 8 часов при температуре 160 °С и 14 суток в воде, с содержанием битума, %		
	5,0	5,5	6,0	5,0	5,5	6,0	5,0	5,5	6,0
Средняя плотность, г/см ³	2,334	2,367	2,392	2,291	2,353	2,381	2,272	2,344	2,376
Остаточная пористость, %	6,41	4,36	2,73	8,13	4,97	3,17	8,89	5,33	3,38
Водонасыщение, % по объему	4,12	1,87	1,06	6,26	2,70	1,96	8,90	3,50	2,30
Прочность при сжатии, МПа при температуре:									
0°С	9,86	10,24	10,58	8,18	8,83	9,63	7,69	8,32	8,89
20°С	4,02	4,41	3,92	3,38	3,89	3,68	2,57	3,19	3,33
50°С	1,23	1,78	1,36	1,06	1,57	1,24	0,93	1,45	1,22
Коэффициент водостойкости	0,89	0,96	0,99	0,83	0,91	0,95	0,72	0,86	0,91

Анализ результатов испытаний свидетельствует, что средняя плотность асфальтобетонных образцов с повышением в них содержания битума, а следовательно при уменьшении остаточной пористости, возрастает. При содержании битума 5,0 % средняя плотность составляет 2,334 г/см³, с увеличением содержащего битума от 5,5% до 6,0 % происходит рост средней плотности асфальтобетонных образцов от 2,367 г/см³ до 2,392 г/см³.

Тепловое старение приводит к понижению средней плотности асфальтобетона. Характер изменения средней плотности для асфальтобетонов с разной остаточной пористостью оказался разным. Чем меньше остаточная пористость, тем меньше изменения средней плотности, что, вероятно, свидетельствует о большей устойчивости к старению асфальтобетонов с большей плотностью. Следующее водное старение приводит к дальнейшему снижению средней плотности, хотя менее интенсивному. При этом более устойчивы к старению более плотные асфальтобетоны.

Водонасыщение асфальтобетона напрямую связано со значениями его средней плотности. Чем больше значение средней плотности, тем меньше водонасыщение. Поэтому при тепловом и водном старении одновременно с уменьшением средней плотности асфальтобетона происходит рост его водонасыщения практически пропорционально снижению средней плотности.

Чем больше остаточная пористость асфальтобетона, тем легче доступ в его объем воды, что приводит к отслоению битума с поверхности минеральных материалов, снижению его когезионной прочности и, как следствие, разрушению асфальтобетона. Подтверждением этому являются более низкие значения коэффициента водостойкости асфальтобетона с остаточной пористостью 6,41% по сравнению с асфальтобетоном,

который имеет остаточную пористость в два раза меньшую (0,89 против 0,99). При старении происходит понижение коэффициента водостойкости. Если при тепловом старении влияние остаточной пористости менее ощутимо (снижение коэффициента водостойкости составляет 0,04 для асфальтобетона с 6,0 % битума, 0,05 – с 5,5 % битума и 0,06 – с 5,0 % битума), то при следующем водном старении снижении коэффициента водостойкости для асфальтобетона из 5,0 % битума значительно больше, чем для асфальтобетонов из 5,5 % и 6,0 % битума (0,11 против 0,05 и 0,04 соответственно).

Тепловое и водное старение приводят к снижению прочности асфальтобетона при всех температурах испытания. Наиболее интенсивное снижение прочности наблюдается для асфальтобетона с 5,0% битума (то есть с самой большой остаточной пористостью), меньше всего – с 6,0% битума (с наименьшей остаточной пористостью). Если температура 20 °С, снижение прочности асфальтобетона на сжатие при тепловом старении меньше, чем при водном. При температуре 0°С и 50°С, наоборот, прочность при тепловом старении снижается больше, чем при водном.

Таким образом, можно констатировать, что более устойчивы к старению (тепловому и водному) асфальтобетоны с меньшей остаточной пористостью.

Выводы. На устойчивость асфальтобетонов к старению влияют тип гранулометрии, температура приготовления асфальтобетона, а также его остаточная пористость. Чем меньше содержание щебня в асфальтобетоне, тем больше его устойчивость к старению. При увеличении остаточной пористости асфальтобетоны становятся меньше устойчивыми к старению. С повышением температуры приготовления асфальтобетона происходит значительное старение, что в дальнейшем может привести к снижению долговечности асфальтобетона.

Источник финансирования: собственные средства авторов.

Библиографический список

1. Золотарев В.А. Технические, реологические и поверхностные свойства битумов. Избранные труды. Т. 1. – 1-е изд. – СПб.: Славутич, 2012. – 148 с.
2. Золотарев В.А. Битумы, модифицированные полимерами и добавками. Избранные труды. Т. 2. – СПб.: Славутич, 2013. – 149 с.
3. Дорожный асфальтобетон / Н.Н. Иванов, Л.Б. Гезенцвей, И.В. Королев и др. – М.: Транспорт, 1976. – 336 с.
4. Печеный Б.Г., Калягин В.В. Старение битумов в асфальтобетонных смесях // Автомобильные дороги. – 2021. – № 11. – С. 130-136.
5. Горельшев Н.В. Асфальтобетон и другие битумоминеральные материалы. – М.: Можайск-Терра, 1995. – 176 с.
6. Органические вяжущие для дорожного строительства: учеб. пособ. для вузов по специальности «Автомобильные дороги и аэродромы» / С.К. Илиополов, И.В. Мардиросова, Е.В. Углова и др. – Ростов н/Д, 2003. – 428 с.
7. Колбановская А.С., Михайлов В.В. Дорожные битумы. – М. : Транспорт, 1973. – 246 с.
8. Дорожный асфальтобетон / Л.Б. Гезенцвей, Н.В. Горельшев, А.М. Богуславский, И.В. Королев. – 2-е изд., перераб. и доп. –М.: Транспорт, 1985. – 350 с.
9. Котлярский Э.В., Воейко О.А. Долговечность дорожных асфальтобетонных покрытий и факторы, способствующие разрушению структуры асфальтобетона в процессе эксплуатации. – М., 2007. – 136 с.
10. Причины старения битумоминеральных смесей / С.В. Сукорцев, П.Б.Рапопорт, Н.А. Хухрянская, Е. Гизаева // Наука и техника в дорожной отрасли. – 2010. – № 3. – С. 31–32.

11. Сальникова А.И., Миронов А.А. Исследование влияния минеральных порошков различного химико-минералогического состава на свойства асфальтобетонных смесей // Региональная архитектура и строительство. – 2017. – № 2. – С. 53–63.
12. Мойсеенко С.В., Самайлова Е.Э. Изучение начальных стадий взаимодействия битума с поверхностью минерального порошка // Химическая термодинамика и кинетика: сб. докл. VII Междунар. науч. конф. – Великий Новгород, 2017. – С. 198–199.
13. Современный подход к проектированию составов асфальтобетонов / М.О. Кретинина, С.А. Орехов, С.А. Дергунов, А.Б. Сатюков // Молодой ученый. – 2017. – № 21.1 (155.1). – С. 144–145.
14. Подольский В.П. Влияние углеродсодержащего минерального порошка на эксплуатационные свойства песчаного асфальтобетона // Повышение долговечности транспортных сооружений и безопасности дорожного движения: сб. науч. тр. Всерос. науч.-практ. конф. – Казань: КГАСУ, 2008. – С. 26–31.
15. Ковалев Н.С., Быкова Я.А. Исследование усталостной долговечности асфальтобетона с углеродсодержащим материалом при циклическом динамическом нагружении // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер. Строительство и архитектура. – 2008. – Вып. 12. – С. 62–67.
16. Силкин В.В. Приготовление асфальтобетонных и бетонных смесей. – М.: Экон-Информ, 2015. – 171 с.
17. Теплотехнологическое обеспечение качества строительства дорожных асфальтобетонных покрытий: учебно-методическое пособие для студентов специальности 1-70 03 01 "Автомобильные дороги" (соответствует направлению подготовки 08.03.01 "Строительство"). – М.: ИНФРА-М; Минск: Новое знание, 2015. – 301 с.
18. Справочная энциклопедия дорожника [Электронный ресурс]. – <http://www.infosait.ru>.
19. Гриневич Н.А. Дорожно-строительные материалы: учеб. пособие. – Екатеринбург: Урал. гос. лесотехн. ун-т., 2006. – 97 с.
20. Руденская И.М., Руденский А.В. Реологические свойства битумов. – М.: Высш. шк., 1971. – 132 с.
21. Проблемы качества битума. Необходимость производства неокисленного битума / Д.П. Литовченко, А.О. Ширяев, А.Г. Обухов, М.А. Высоцкая // Научно-технические проблемы и инновации: сб. докл. Междунар. науч.-практ. конф. – Белгород, 2016. – С. 114–116.
22. Usmani A. Asphalt Science and Technology (1st ed.). – Boca Raton: CRC Press, 1997. – 544 p.
23. Experimental study of non-oxidized and oxidized bitumen obtained from heavy oil / R. Djimasbe, E.A. Galiullin, M.A. Varfolomeev, R.Z. Fakhrutdinov, A.A. Al-Muntaser, A.Farhadian // Sci Rep. – 2021. – № 11(1). – 8107 p.

References

1. Zolotarev V.A. Technical, rheological and surface properties of bitumen. Selected works. Vol. 1. St. Petersburg: Slavutich, 2012. 148 p.
2. Zolotarev V.A. Bitumen modified with polymers and additives. Selected works. Vol. 2. Saint Petersburg: Slavutich, 2013. 149 p.
3. Ivanov N.N., Gezentsvey L.B., Korolev I.V. Road asphalt concrete. Moscow: Transport, 1976. 336 p.
4. Pechenyi B.G., Kalyagin V.V. Aging of bitumen in asphalt concrete mixtures. Highways. No. 11. 2021. Pp. 130-136.
5. Gorelyshev N.V. Asphalt concrete and other bitumen-mineral materials. Moscow: Mozhaysk-Terra, 1995. 176 p.

6. Iliopolov S.K., Mardirosova I.V., Uglova E.V. Organic binders for road construction: studies. help. for universities specializing in "Highways and airfields". Rostov-on-Don. 2003. 428 p.
7. Kolbanovskaya A. S., Mikhailov V. V. Road bitumen. M.: Transport, 1973. 246 p.
8. Gezentsvey L.B., Gorelyshev N.V., Boguslavsky A.M., Korolev I.V. Road asphalt concrete. 2nd ed., rev. M.: Transport, 1985. 350 p.
9. Kotlyarsky E.V., Voeyko O.A. Durability of asphalt concrete road surfaces and factors contributing to the destruction of asphalt concrete structure during operation. Technical police-graphcenter. M. 2007. 136 p.
10. Sukortsev S.V., Rapoport P.B., Khukhrianskaya N.A., Gizaeva E. Causes of aging of bitumen-mineral mixtures. Science and Technology in the Road Industry. St. Petersburg: 2010. No. 3. Pp. 31-32.
11. Salnikova A.I., Mironov A.A. Investigation of the influence of mineral powders of various chemical and mineralogical composition on the properties of asphalt concrete mixtures. Regional Architecture and Construction. No. 2. 2017. Pp. 53-63.
12. Moiseenko S.V., Samailova E.E. The study of the initial stages of interaction of bitumen with the surface of mineral powder. Collection of Reports of the Seventh International Scientific Conference "Chemical Thermodynamics and Kinetics". Veliky Novgorod. 2017. Pp. 198-199.
13. Cretinina M.O., Orekhov S.A., Dergunov S.A., Satyukov A.B. Modern approach to the design of asphalt concrete compositions. Young Scientist. No. 21.1(155.1). 2017. Pp. 144-145.
14. Podolsky V.P. The influence of carbon-containing mineral powder on the operational properties of sandy asphalt concrete. Improving the durability of transport structures and road safety: collection of scientific tr. All-Russian scientific-practical conf. Kazan: KGASU, 2008. Pp. 26-31.
15. Kovalev N.S., Bykova Ya.A. Investigation of fatigue durability of asphalt concrete with carbon-containing material under cyclic dynamic loading. Bulletin of the Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering. Series: Construction and Architecture. Issue. 12. 2008. Pp. 62-67.
16. Silkin V.V. Preparation of asphalt concrete and concrete mixtures. Moscow: Ekon-Inform, 2015. 171 p.
17. Heat-technological quality assurance of road asphalt concrete pavement construction: an educational and methodological guide for students of specialty 1-70 03 01 "Highways" (corresponds to the training direction 08.03.01 "Construction"). Moscow: INFRA-M. Minsk: New knowledge, 2015. 301 p.
18. Reference encyclopedia of the road worker. [Electronic resource] //http://www.infosait.ru
19. Grinevich N.A. Road-building materials: textbook. stipend. Yekaterinburg: Ural State Forestry Engineering University, 2006. 97 p.
20. Rudenskaya I. M., Rudensky A.V. Rheological properties of bitumen. M.: Higher School, 1971. 132 p.
21. Litovchenko D.P., Shiryaev A.O., Obukhov A.G., Vysotskaya M.A. Bitumen quality problems. The need for the production of non-oxidized bitumen. High-tech Technologies and Innovations: Collection of Reports of the International Scientific and Practical Conference. Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov. 2016. Pp. 114-116.
22. Usmani A. Asphalt Science and Technology (1st ed.). Boca Raton: CRC Press, 1997. 544 p.

23. Djimasbe R, Galiullin E.A., Varfolomeev M.A., Fakhrutdinov R.Z., A.A. Al-Muntaser, Farhadian A. Experimental study of non-oxidized and oxidized bitumen obtained from heavy oil. Sci. Rep. No. 11(1). 2021. 8107 p.

CHANGES IN THE PROPERTIES OF ASPHALT CONCRETE IN THE PROCESS OF AGING

A. D. Chudaykin¹, O.V. Ryabova², A. S. Minakov³, R. S. Polyakov⁴

Voronezh State Technical University^{1,2,3,4}
Russia, Voronezh

¹ Assistant Professor of the Department of Construction and Operation of Highways, Tel.: +7(906)5900535, e-mail: a.chudaykin777@mail.ru

² Dr. of Technical Sciences, Professor of the Department of Construction and Operation of Highways, Tel.: +7(920)4437337, e-mail: 8555430@mail.ru

³ PhD of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Control Systems and Information Technologies in Construction, Tel.: +7 (960)1319140, e-mail: minakov.as@mail.ru

⁴ Assistant Professor of the Departments of Design of Highways and Bridges, Tel.: +7(920)4615870, e-mail: polyakovro@yandex.ru

A highway, like any engineering structure, is designed for a certain service period, when it is under the action of transport and weather-climatic factors. The most unprotected element of the highway is the pavement. Due to the load and overload, the pavement materials wear out and age and eventually form irregularities, deformations, discoloration, peeling, cracks, chips, potholes, pits. The proper condition of highways directly depends on the quality of the road surface. Since bitumen is used as an organic binder in the construction and repair of more than 90% of the highways of the Russian Federation, the durability of road clothing depends on its natural properties, physical and mechanical characteristics, and production technology. Due to its natural properties, bitumen cannot fully meet the requirements imposed by the work of coatings under the influence of modern transport loads in combination with adverse weather conditions. The main factor in the deterioration of the properties of asphalt concrete is the aging of the bitumen binder, which occurs under the influence of high operating temperatures, moisture and oxygen in the air. Proceeding from this, one of the ways to extend the service life of asphalt concrete coatings is the introduction of measures to prevent changes in the properties of bitumen binders, which occurs due to its aging.

Keywords: asphalt concrete, bitumen binder aging, average density, water saturation, compressive strength, water resistance coefficient.

ГАРМОНИЗАЦИЯ НОРМ И МЕТОДОВ ИСПЫТАНИЙ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ В ДОРОЖНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

Д. В. Медведев¹, Ю. И. Калгин²

АНО «НИИ ТСК»¹
Россия, г. Москва

Воронежский государственный технический университет²
Россия, г. Воронеж

¹Первый заместитель генерального директора, тел.: +7 (495) 748-86-12, e-mail: medvedev@niitsk.ru

²Д-р техн. наук, профессор кафедры строительства и эксплуатации автомобильных дорог, тел.: +7(473)236-18-89, e-mail: kalgin36@yandex.ru

Постановка задачи. Рассматривается вопрос гармонизации в России европейских норм и международных стандартов на методы испытаний, а также разработки новых методов испытаний для оценки эксплуатационных свойств геосинтетических материалов, используемых в отечественном дорожном строительстве.

Результаты. На основе нового методологического подхода проведены разработка и совершенствование методик исследования свойств геосинтетических материалов.

Выводы. Научно обоснован новый методологический подход к применению геосинтетических материалов в дорожном строительстве, содержащий инновационные методы испытания, путем создания комплекса документов национальной системы стандартизации.

Ключевые слова: геосинтетические материалы, дорожное строительство, стандартизация, методы испытания.

Введение. В Российской Федерации и других странах широкое применение геосинтетических материалов (ГМ) в дорожном строительстве в настоящее время связано с расширением объёмов и ускорением темпов строительства транспортных сооружений с целью повышения их эксплуатационных характеристик, повышения надёжности и срока службы. Геосинтетические материалы широко применяются для решения различных задач, таких как армирование конструкций автомобильных дорог, разделение слоев из дискретных материалов, борьба с эрозией на откосах, обеспечение фильтрации и дренирования и др. Однако отсутствие единых методов испытаний приводит к существенным разбросам в уровне качества указанных материалов и, как следствие, эффективности их применения.

Постановка задачи. Цель данной статьи заключается в решении вышеуказанных проблем путем разработки новых методов испытаний и гармонизации европейских норм в области геосинтетики для дорожного строительства. Результаты этого исследования будут способствовать созданию более единообразной и надёжной системы для испытаний и оценки качества ГМ, применяемых в дорожном строительстве.

Анализ принципов технического нормирования. Одним из принципов технического регулирования, установленных Договором о Евразийском экономическом союзе [1], является гармонизация межгосударственных стандартов с международными и региональными стандартами. В укреплении данного принципа уже в национальном законодательстве, а именно в Федеральном законе №162-ФЗ «О стандартизации в Российской Федерации» [2], установлено, что общие характеристики, правила и общие принципы, устанавливаемые в документах национальной системы стандартизации должны

соответствовать современному уровню развития науки, техники и технологий, передовому отечественному и зарубежному опыту.

В соответствии с ГОСТ 1.1 [3] гармонизированные стандарты – стандарты, которые приняты различными занимающимися стандартизацией органами – распространяются на один и тот же объект стандартизации и обеспечивают взаимозаменяемость продукции, процессов или услуг и/или взаимное понимание результатов испытаний или информации, представляемой в соответствии с этими стандартами.

Национальная система стандартизации Российской Федерации предусматривает следующие степени гармонизации стандартов: идентичные стандарты; модифицированные стандарты; неэквивалентные стандарты. Идентичные стандарты представляют собой технический перевод документа на русский язык, или так называемый метод «обложки». Модифицированные стандарты – это гармонизированные стандарты, которые имеют некоторые технические отклонения от их исходной формы. Эти отклонения могут быть связаны с изменениями в требованиях, принятых в разных регионах, странах или отраслях применения, либо с техническими изменениями, внесенными в оригинальный стандарт. Однако, несмотря на наличие отклонений, модифицированные стандарты должны быть идентифицированы и объяснены, чтобы обеспечить их правильное понимание и применение. Обычно это делается путем включения дополнительной информации в сам стандарт или путем предоставления дополнительных пояснений и руководств по его применению. Модифицированные стандарты могут быть полезными в тех случаях, когда оригинальный стандарт не полностью соответствует нуждам отдельных регионов или отраслей, но все же содержит ценную информацию, которая может быть использована. Они также могут быть полезными в ситуациях, когда необходимо упростить или ускорить процесс применения стандартов, не теряя при этом значимых требований. Неэквивалентные стандарты – это стандарты, которые имеют неидентифицированные технические отклонения и/или различия по форме представления, следовательно, эти стандарты содержат отклонения от оригинального стандарта, которые вызваны, как правило, особенностями эксплуатации, климатическими особенностями региона и, что является немаловажным, особенностями законодательства государства, разрабатывающего неэквивалентный стандарт.

В Российской Федерации измерения регулирует [1] и Федеральный закон №102-ФЗ «Об обеспечении единства измерений» [4]. Ключевым принципом при проведении измерений является единство правил и методов исследований (испытаний) и измерений при проведении процедур обязательной оценки соответствия [1]. В силу того, что для обязательных требований установлен такой принцип, логично предположить, что и для добровольных требований, т.е. для выполнения документов национальной системы стандартизации, а также стандартов организаций для целей обеспечения единства измерений данный метод также важен и актуален.

Этот принцип позволяет обеспечить однозначность и точность измерений, а также сравнимость результатов измерений, полученных разными людьми в разных условиях. Он также позволяет установить общие правила для проведения измерений, что снижает вероятность возникновения несоответствий и противоречий в технических регламентах и документах по стандартизации. Поэтому для обеспечения эффективной и точной оценки соответствия, а также выполнения документов национальной системы стандартизации и стандартов организаций, важно следовать единому набору правил и методов измерений. Это также позволяет обеспечить гармонизацию технических требований и стандартов на международном уровне, что является важным фактором для развития международной торговли и экономического сотрудничества.

Применение единых методов измерений и испытаний позволяет оценить количественные характеристики объектов, но, самое важное, в случае применения единой методики – сравнить объекты между собой. Таким образом, можно сформулировать аспекты,

которые необходимо учесть при установлении требований к какой-либо характеристике объекта: наименование; количественное значение; единица физической величины, в которой измеряется характеристика (в соответствии с [5] международная система величин единиц СИ); методика (метод) измерения. Обязательное или добровольное требование будет неполным при несоблюдении любого из вышеуказанных аспектов и, как следствие, полученная оценка требования – необъективной.

Методика (метод) измерения включает в себя целый комплекс требований в соответствии с ГОСТ Р 8.563 [6]: условия проведения измерений; требования к средствам измерений и испытательному оборудованию; отбор и подготовка проб; порядок проведения измерений (испытаний); обработка результатов измерений (испытаний); оформление результатов измерений (испытаний).

Изменение любого из указанных требований методики будет влиять на результат, а также на сходимость и воспроизводимость результатов испытаний. Именно поэтому на законодательном уровне [1] закреплено единство правил и методов исследований (испытаний) и измерений при проведении процедур обязательной оценки соответствия и альтернативные методики не рассматриваются.

Экспериментальное исследование. Чтобы гарантировать выполнение определенной функции, ГМ должен обладать определенным набором характеристик и иметь определенные значения этих характеристик. Так как большинство методов испытаний направлены на оценку эксплуатационных свойств, то в основе этих методов лежит принцип сравнения прочности исходного материала и прочности материала после воздействия факторов, которые могут влиять на материал в процессе эксплуатации. Поэтому, основным и наиболее универсальным методом испытаний для ГМ является растяжение, в результате которого определяется прочность при растяжении и определяемое одновременно с ней относительное удлинение при максимальной нагрузке. В соответствии с европейской нормой [7] при определении прочности материала варьируются следующие параметры методики испытания: скорость проведения испытания, мм/мин; измерение удлинения по перемещению зажима или с использованием экстензографа; применяемые зажимы (тисочные, барабанные); зажим может быть доработан; испытательный образец обернут в области зажима; поверхность зажима может быть усовершенствована.

В таблице 1 приведены результаты эксперимента по испытанию трех различных образцов ГМ, изготовленных на различном сырье, при изменении скорости растяжения.

Таблица 1

Зависимость характеристик ГМ на основе различного сырья от изменения скорости растяжения

Скорость нагружения, мм/мин	Прочность при растяжении ГМ, кН/м			Относительное удлинение ГМ, %		
	Стекло-волокно	Полиэстер	Полиэфир	Стекло-волокно	Полиэстер	Полиэфир
5	111	64	88	6,1	11,6	3,5
7	110	65	91	6,1	11,5	4,1
10	110	64	91	6,2	11,3	3,6
30	117	65	91	6,6	10,9	3,5
50	118	64	91	6,6	10,4	3,6
100	130	78	103	7,6	10,2	4,4
мин	110	64	88	6,1	10,2	3,5
макс	130	78	103	7,6	11,6	4,4
Вариация, %	15	18	15	20	12	20

Фотографии образцов, подвергнутых испытанию, приведены на рис. 1 (данные об использованном сырье приведены в соответствии с информацией от производителей ГМ).



а) на основе полипропилена



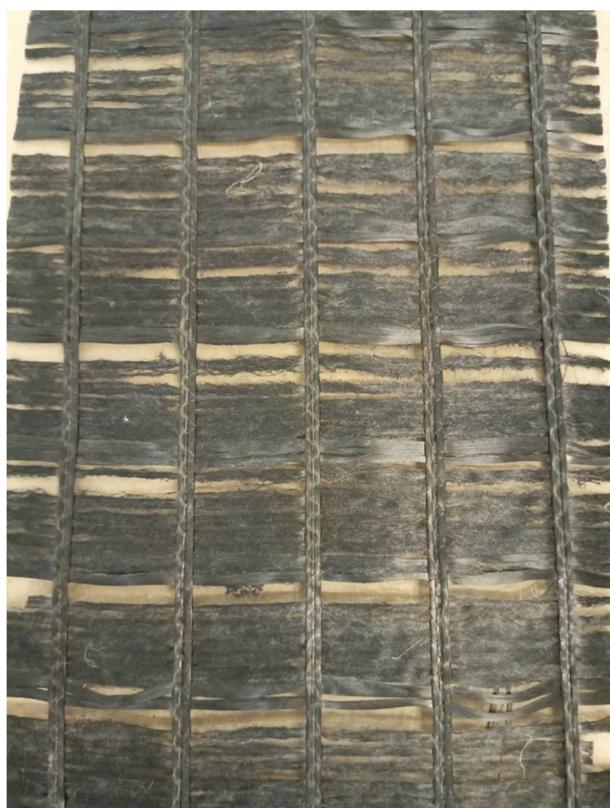
б) на основе стекловолокна



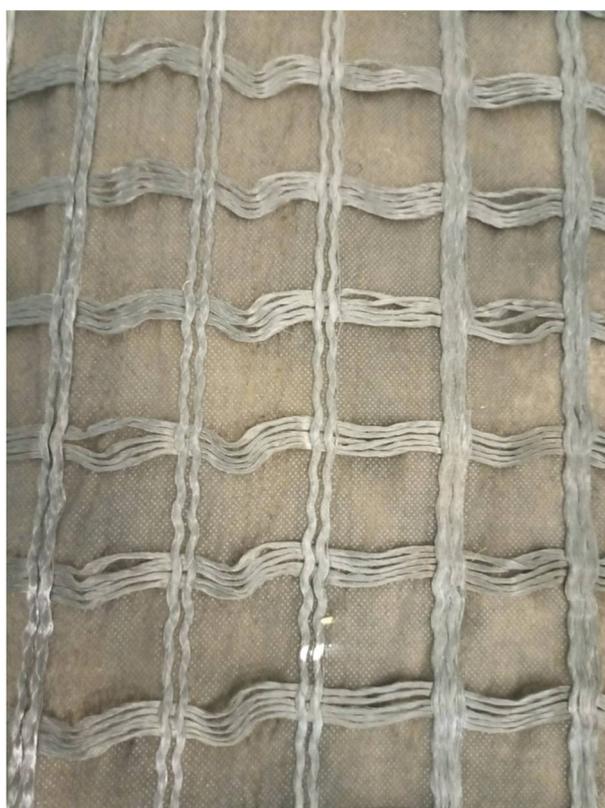
в) на основе полиэстера

Рис. 1. Внешний вид георешеток

В табл. 2 представлены результаты испытаний для определения зависимости величины прочности на растяжение ГМ, изготовленных на основе различного сырья, от вида прокладок между материалом и зажимом тисочного типа. Испытанию подвергнуты образцы ГМ с подложкой или без неё от различных производителей. Примеры образцов ГМ с использованием подложек приведены на рис. 2.



а) на основе стекловолокна



б) на основе полипропилена

Рис. 2. Георешетки с подложкой

Таблица 2

Зависимость характеристик ГМ на основе различного сырья от вида прокладок между материалом и зажимом тисочного типа

	Наименование сырья, наличие и вид подложки											
	Стекловолокно без подложки	Полиэфир без подложки	Стекловолокно без подложки	Полиэфир без подложки	Полиэстер с нетканой подложкой	Стекловолокно без подложки	Стекловолокно с текстильной подложкой	Полиэстер с нетканой подложкой	Стекловолокно без подложки	Стекловолокно без подложки	Стекловолокно с текстильной подложкой	Полиэфир с нетканой подложкой
Прочность материала, определенная на металлических зажимах, кН/м	41,1	36,6	17,2	55,1	33,0	18,9	24,1	33,4	26,0	22,9	20,6	36,0
Прочность материала, определенного с использованием бельтинга, кН/м	49,6	41,9	36,0	51,0	25,9	39,8	49,6	35,7	35,8	30,7	39,8	25,8
Прочность материала, определенного с использованием малярной ленты, кН/м	63,8	43,6	23,8	66,5	40,3	27,0	28,3	43,1	35,2	27,9	25,9	48,2
Относительное удлинение материала, определенное на металлических зажимах, %	4	14	1	17	20	2	1	9	2	2	2	19
Относительное удлинение материала, определенное с использованием бельтинга, %	4	19	4	20	14	5	6	11	5	3	6	21
Относительное удлинение материала, определенное с использованием малярной ленты, %	7	16	3	21	18	2	2	11	5	3	3	20
Разница в % показателя прочности	36	16	52	23	36	53	51	23	27	25	48	46
Разница в % по относительному удлинению	43	24	70	19	30	68	83	18	60	33	67	10

Анализ результатов. Как видно из данных табл. 1, варьирование скорости в диапазоне от 5 до 100 мм/мин может изменить значение прочностных характеристик ГМ (прочность и относительное удлинение) от 12 до 20 %.

Из данных табл. 2 следует, что вариация показателя прочности при растяжении в зависимости от применяемых прокладок между ГМ и зажимом тисочного типа составляет от 16 % до 52 %, а относительного удлинения – от 10 % до 83 %. Очевидно, что использование зажимов разных типов так же будет влиять на вариацию результатов испытаний, как и способ измерения относительного удлинения по перемещаемому зажиму, а также применение специального дополнительного измерителя линейных перемещений – экстензометра.

При разработке методики были учтены указанные выше моменты и минимизированы различные вариации при проведении испытания. Была установлена единая скорость испытания для всех геосинтетических материалов – 100 мм/мин, допущены к применению только зажимы тисочного типа и введена обязательная обмотка геосинтетического материала малярным скотчем, а измерение удлинения осуществляется только по перемещению зажима. Метрологические характеристики применяемых разрывных машин должны соответствовать ГОСТ 22840 [8]. Наравне с этим были добавлены следующие требования: равномерное затягивание зажимов с одинаковым усилием; выskalзывание из зажима должно быть не более 5 мм, а при выskalзывании менее 5 мм должна вноситься поправка при расчете относительного удлинения; при разрушении образца на расстоянии от зажима менее 5 мм данный результат не принимать к дальнейшей обработке; количество испытанных образцов в каждом направлении не менее 6, против 5 в [7].

Измерения прочности при растяжении выполняют методом растяжения широкой полосы ГМ – 200 мм, а длина испытываемой части материала (расстояние между зажимами) – 100 мм. Широкая полоса (испытательная ширина образца больше, чем его испытательная длина) уменьшает влияние поперечного сужения образца на получаемые характеристики.

Еще одним важным критерием, который влияет на результат испытания и до этого не был нормирован, является методика определения количества ребер в единице ширины материала с использованием металлической линейки. До этого момента использовались паспортные данные о размерах ячеек, на основании чего рассчитывалось количество ребер.

На основании результатов данных исследований был разработан стандарт ГОСТ Р 55030-2012 [9] и после прохождения всех обязательных процедур согласований и публичного обсуждения введен в действие в дорожной отрасли.

Разработка методики испытания на морозостойкость. ГМ, используемые в дорожном строительстве, подвержены воздействию влаги и перепадам температур, особенно в регионах с частыми переходами через 0°C. В связи с этим был введен показатель морозостойкости, оценивающий устойчивость материалов к замерзанию и оттаиванию внутри них находящейся влаги. Впервые данный показатель был введен на территории Российской Федерации в отношении геосинтетических материалов. Методика его определения установлена в стандарте ГОСТ Р 55032-2012 [10].

Морозостойкость ГМ означает, что они способны выдерживать многократные циклы замораживания и оттаивания без повреждений. Критерием определения морозостойкости является потеря прочности материала относительно исходной.

Во время разработки методики определения морозостойкости в ОДМ 218.5.006-2010 [11] было установлено, что замораживание образцов длится 12 часов, а весь цикл – 24 часа. Из-за того, что средняя продолжительность рабочего дня составляет 8 часов, проведение таких испытаний без автоматической климатической камеры затруднительно. При этом основным влияющим фактором является не продолжительность или температура воздействия, а переход через 0°C, т. е. переход воды из жидкого состояния в твердое, и

наоборот. Ограничивающие температурные условия воздействия лишь обеспечивают полную и быструю заморозку и оттаивание среды, в которую помещены образцы.

Во время экспериментального тестирования методики определения морозостойкости по ОДМ 218.5.006-2010 [11] были выявлены следующие аспекты, которые в дальнейшем были учтены при разработке национального стандарта: при проведении испытаний необходимо использовать закрытые резервуары для минимизации испарения воды; при проведении испытаний в одну ёмкость необходимо помещать только материал одного типа, поскольку вымываемые водой пропитки из разных материалов могут перемешиваться и оказывать влияние на результат испытаний; во время испытаний образцы должны быть полностью погружены в воду, и устанавливается минимальный допустимый уровень воды над поверхностью верхнего образца, а также должен применяться груз, чтобы предотвратить всплытие образцов; установлено время замораживания в течение 8 часов – рабочей смены персонала. Остальное время из 24 ч контейнеры должны находиться в нормальных условиях. Выполнение данного требования позволяет использовать неавтоматизированные морозильные камеры.

Оценивается потеря прочности как для продольного, так и для поперечного направлений. Морозостойкость материала определяется как минимальное значение морозостойкости в продольном и поперечном направлениях. По набранной статистике с 2012 года по настоящее время усредненная остаточная прочность материалов от 30 циклов замораживания и оттаивания для различных видов геосинтетических материалов, выполняющих разные функции и изготовленных из различного сырья и по различным технологиям, составляет 75 %, а минимальная – 10 %.

Разработка методики испытания на устойчивость к ультрафиолетовому излучению. Данное воздействие моделирует устойчивость материала к нахождению под прямыми солнечными лучами в течение самого солнечного месяца средней полосы. Существенным недостатком методики ОДМ 218.5.006-2010 [11], гармонизированной с EN 12224 [12], является использование узких образцов для определения потери прочности. Учитывая, что прочность при растяжении всегда определяется для любых геосинтетических материалов, было бы логичным сделать единый размер образцов в виде широкой полосы и проводить все испытания в соответствии с методикой ГОСТ Р 55030 [9]. Также, учитывая выраженную анизотропию свойств, рекомендуется определять потерю прочности для продольного и поперечного направлений.

Остаточная прочность 70% – это усредненное значение потери прочности по результатам испытаний материалов, которые исследовали с 2012 года. Наименьшая остаточная прочность материала после воздействия – 60 %. В развитие исследований воздействия УФ лучей на ГМ была разработана ультрафиолетовая камера, которая прошла успешную метрологическую аттестацию в Ростест (Москва). Особо стоит отметить, что продолжительность воздействия излучения на образцы должна быть рассчитана на основе результатов периодической аттестации УФ-камеры, которые должны быть указаны в аттестате или протоколе аттестации. При аттестации УФ-камеры также необходимо определять энергетическую освещенность ($\text{Вт}/\text{м}^2$) в диапазоне длин волн от 320 до 400 нм.

Все эти аспекты были учтены при разработке ГОСТ Р 55031-2012 [13].

Разработка методики испытания на устойчивости к агрессивным средам. Была адаптирована методика, основанная на международном стандарте ISO 12960 [14]. Этот метод заключается в выдерживании образца в кислотной или щелочной среде при температуре 60 градусов в течение 72 часов. Максимальная потеря прочности составляет 90%. Данный показатель сильно зависит от используемого сырья, технологии производства и особенно от культуры производства, среднее значение остаточной прочности материалов, испытанных за период наблюдений с 2012 года, составляет 75%.

Разработка метода тестирования ГМ по устойчивости к микроорганизмам.

Изначально был использован отечественный метод, который заключался в выращивании определенных колоний микроорганизмов и оценке площади поражения материала ими. Однако этот метод был неэффективным и трудоемким. Поэтому была разработана альтернативная методика, которая базируется на иностранной норме EN 12225 [15] и заключается в помещении материала в активную среду на 16 недель. Грунт считается активным, если хлопчатобумажная ткань теряет остаточную прочность за 7 дней более 75 %. Эта методика более эффективно моделирует реальные условия эксплуатации материала. Среднее значение остаточной прочности материалов составляет около 77 %, минимальное – 70 %. Основным акцент при ее разработке национального стандарта ГОСТ Р 58830 [16] был сделан на подготовку активного грунта и пробоотбор.

Разработка методики испытания по устойчивости к механическим повреждениям. Содержит в себе две методики: лабораторную, гармонизированную с ISO 10722 [17], и натурную, которая проводится на полномасштабной модели автомобильной дороги без асфальтобетонных слоев. ГОСТ Р 56336 [18] по указанному испытанию разрабатывал «СибАДИ», но при публичном обсуждении стандарта дисперсный материал (фракционный оксид алюминия), оказывающий воздействие на ГМ, ввиду его труднодоступности и стоимости, был заменен на гранитный гостовский щебень фракции 5-10 мм. Сущность полигонных испытаний [19] заключается в том, что организуется котлован, в котором устраивается слой песка. Далее на этот слой выкладываются геосинтетические материалы размером 1 на 2 метра и засыпаются часть песком, а часть щебнем. Затем осуществляется их уплотнение катком, как если бы это происходило при настоящем строительстве. Затем материалы извлекаются вручную и оценивается их потеря прочности. Даже лабораторный метод может повредить материал на 95%. Среднее значение остаточной прочности после циклических нагрузок составляет около 60 %.

Разработка методики испытания для определения теплостойкости ГМ. Был использован метод испытания воздействием повышенной температуры. Этот метод позволяет оценить изменение прочностных характеристик материала после воздействия повышенной температуры, которая может быть сравнима с температурой укладки асфальтобетонной смеси. Методика моделирует воздействие температуры на геосинтетический материал в процессе укладки горячей асфальтобетонной смеси. В ходе испытаний материал выдерживают в термокамере или печи при температуре 160 °С и продолжительности воздействия 2 ч. После воздействия материал подвергают испытанию на растяжение, чтобы определить изменение его прочностных свойств. Ее основная задача – не допустить использования материалов, которые значительно теряют прочность при растяжении и относительное удлинение при температуре укладки горячей смеси и фактически уже не способны выполнять роль армирующего элемента в асфальтобетонных слоях дорожной одежды, а также определить значения «рабочих» характеристик прочности ГМ, уложенного в дорожную конструкцию. Данный метод внедрен в виде национального стандарта Российской Федерации ГОСТ Р 55034 [20].

Также разработан ряд методов, которые не связаны с определением потери прочности – это статическое продавливание по ГОСТ Р 56335 [21] на основе ISO 12236 [22] и метод падающего конуса по ГОСТ Р 56337 на основе ISO 13433:2006 «Geosynthetics - Dynamic perforation test (cone drop test)» [23], моделирующие воздействие гранулированного материала на ГМ во время выгрузки из самосвала и уплотнении. Гибкость при отрицательных температурах – технологический параметр, который моделирует способность укладки материала при отрицательных температурах по ГОСТ Р 55033. Также разработана методика определения прочности швов для геосотовых материалов по ГОСТ Р 56338. Данная методика учитывает основные положения EN ISO 13426-1[24].

Разработка методики оценки потери грунта при выполнении функции борьбы с эрозией на откосах. В рамках данной методики была разработана принципиальная схема установки, а также изготовлена по ней сама установка, которая прошла успешную аттестацию в соответствии с ГОСТ Р 8.568 [25]. Сущность методики [26] заключается в оценке количества грунта, который вымоется дождевой установкой из испытательного контейнера. Испытательные контейнеры готовятся одновременно с ГМ и без него для создания одинаковых условий для проращивания травы. После формирования травы контейнеры помещаются в установку и подвергаются дождеванию с заданным расходом в течение 30 минут. Данная методика создана для моделирования работы материала на откосе. Еще одна методика, которая содержится также в [26] для функции борьбы с эрозией на откосах, заключается в оценке возможности прорастания травы сквозь материал. По результатам прорастания оценивается высушенная биомасса и сравнивается с биомассой, выращенной в тех же условиях, но без ГМ. Если материал затрудняет прорастание травы, то он не подходит для применения на откосах.

Методика определения коэффициента фильтрации системы грунт – ГМ – грунт. Принципиальное отличие данной методики [27] от существующих заключается в том, что результаты испытаний являются сопоставимыми с результатами испытаний по определению коэффициента фильтрации песка. Все существовавшие до этого установки и методики испытаний определяли коэффициент фильтрации ГМ в очень широком диапазоне, нередко появление значений за 50 м/сут. Но какие-либо рекомендации, как применять данный коэффициент, отсутствовали. Разработанная методика [27] позволяет определять коэффициент фильтрации и учитывать его в расчетах, в которых используется коэффициент фильтрации песка. Также данная методика позволяет оценить непосредственное влияние ГМ на пропуск воды. Установка была разработана на основе прибора ПКФ [27].

Методика определения сцепления армированных ГМ асфальтобетонных слоев [28]. В настоящее время происходит разработка проекта национального стандарта. Сущность методики заключается в определении максимального усилия, возникающего при разрушении связей между асфальтобетонными слоями при их отделении друг от друга сдвигом. Методика предусматривает оценку сцепления, в том числе и с геосинтетическими материалами. В ходе проведения исследований определено влияние объема подгрунтовки на результат и даны рекомендации, что производители ГМ должны индивидуально определить норму розлива органического вяжущего для подгрунтовки и нормировать её в своих СТО. Образцы готовятся в два этапа на секторном уплотнителе. После остывания из полученного образца выбуривают керны и помещают в испытательный пресс с оснасткой – устройство Лейтнера, в котором сдвиг происходит по границе раздела слоев.

Выводы. В статье были рассмотрены разработанные методы испытаний ГМ, полученных на основе различного сырья, которые позволяют оценить их эксплуатационные свойства. Основным акцентом было установление однозначных условий проведения испытаний, универсализация применяемых образцов и установление метрологических и технических характеристик применяемого оборудования для обеспечения сходимости и воспроизводимости результатов испытаний. Благодаря разработанным методам испытаний можно эффективно упорядочить рынок ГМ и обеспечить защиту потребителей от некачественных материалов. В дальнейшем результаты изложенных исследований могут быть использованы для совершенствования методов испытаний ГМ и улучшения качества дорожной инфраструктуры. Таким образом, научно обоснован новый методологический подход к применению геосинтетических материалов в дорожном строительстве, содержащий инновационные методы испытания, путем создания системы документов национальной системы стандартизации.

Библиографический список

1. Договор о Евразийском экономическом союзе (с изменениями на 24 марта 2022 года). Дата принятия 29 мая 2014. Дата начала действия 01 января 2015 г.
2. Федеральный закон от 29.06.2015 N 162-ФЗ (ред. от 30.12.2020) «О стандартизации в Российской Федерации».
3. ГОСТ 1.1-2002 Межгосударственная система стандартизации (МГСС). Термины и определения, официальное издание, Межгосударственная система стандартизации: Сб. стандартов. – М.: ИПК Издательство стандартов, 2003.
4. Федеральный закон от 26.06.2008 N 102-ФЗ «Об обеспечении единства измерений».
5. Постановление Правительства РФ от 31 октября 2009 г. N 879 «Об утверждении Положения о единицах величин, допускаемых к применению в Российской Федерации».
6. ГОСТ Р 8.563-2009 Государственная система обеспечения единства измерений (ГСИ). Методики (методы) измерений, официальное издание. – М.: Стандартинформ, 2019.
7. EN ISO 10319 Geosynthetics – Wide-width tensile test (ISO 10319:2015); German version EN ISO 10319:2015. Дата опубликования 01.09.2015. <https://www.gostinfo.ru/catalog/Details/?id=6103648>.
8. ГОСТ 28840-90 Машины для испытания материалов на растяжение, сжатие и изгиб. Общие технические требования, официальное издание. – М.: ИПК Издательство стандартов, 2004.
9. ГОСТ Р 55030-2012 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические для дорожного строительства. Метод определения прочности при растяжении. Официальное издание. – М.: Стандартинформ, 2019.
10. ГОСТ Р 55032-2012 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические для дорожного строительства. Метод определения устойчивости к многократному замораживанию и оттаиванию. Официальное издание. – М.: Стандартинформ, 2019.
11. ОДМ 218.5.006-2010 Рекомендации по методикам испытаний геосинтетических материалов в зависимости от области их применения в дорожной отрасли / Федеральное дорожное агентство (РОСАВТОДОР). – М.: ФГУП "Информавтодор", 2010.
12. EN 12224:2000 Geotextiles and geotextile-related products - Determination of the resistance to weathering; German version. Дата опубликования 01.11.2000, <https://nd.gostinfo.ru/document/4060102.aspx>.
13. ГОСТ Р 55031-2012 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические для дорожного строительства. Метод определения устойчивости к ультрафиолетовому излучению. Официальное издание. – М.: Стандартинформ, 2019.
14. ISO 12960:2020 Geotextiles and geotextile-related products Screening test methods for determining the resistance to acid and alkaline liquids. Дата опубликования 29.05.2020, <https://nd.gostinfo.ru/document/6528607.aspx>.
15. DIN EN 12225-2021 Geosynthetics - Method for determining the microbiological resistance by a soil burial test; German version EN 12225:2020. Дата опубликования 01.01.2021, <https://nd.gostinfo.ru/document/6836358.aspx>.
16. ГОСТ Р 58830-2020 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические для дорожного строительства. Методика определения устойчивости геосинтетических материалов к микробиологическому воздействию. Официальное издание. – М.: Стандартинформ, 2020.

17. ISO 10722:2019 Geosynthetics Index test procedure for the evaluation of mechanical damage under repeated loading Damage caused by granular material (laboratory test method). Дата опубликования 15.11.2019, <https://nd.gostinfo.ru/document/6478750.aspx>.
18. ГОСТ Р 56336-2015 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические. Метод определения стойкости к циклическим нагрузкам. Официальное издание. – М.: Стандартинформ, 2019.
19. ГОСТ Р 70060-2022 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические. Методы испытаний на долговечность. Официальное издание. М.: ФГБУ "РСТ", 2022 .
20. ГОСТ Р 55034-2012 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические для армирования асфальтобетонных слоев дорожной одежды. Метод определения теплостойкости. Официальное издание. – М.: Стандартинформ, 2019.
21. ГОСТ Р 56335-2015 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические для дорожного строительства. Метод определения прочности при статическом продавливании. Официальное издание. – М.: Стандартинформ, 2019.
22. ISO 12236 Geosynthetics - Static puncture test (CBR test) (ISO 12236:2006); German version EN ISO 12236:2006. Дата опубликования 01.11.2006, <https://nd.gostinfo.ru/document/4061250.aspx>.
23. ISO 13433:2006 Geosynthetics - Dynamic perforation test (cone drop test»), Дата опубликования 07.08.2006, <https://nd.gostinfo.ru/document/3613752.aspx>.
24. EN ISO 13426-1 Geotextiles and geotextile-related products Strength of internal structural junctions Part 1: Geocells. Дата опубликования 15.11.2019, <https://www.standards.ru/document/6478795.aspx>
25. ГОСТ Р 8.568-2017 Государственная система обеспечения единства измерений (ГСИ). Аттестация испытательного оборудования. Основные положения. Официальное издание. – М.: Стандартинформ, 2019.
26. ГОСТ Р 59692-2021 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические для борьбы с эрозией на откосах. Общие технические условия. Официальное издание. – М.: ФГБУ "РСТ", 2021.
27. ГОСТ Р 59691-2021 Дороги автомобильные общего пользования. Материалы геосинтетические. Метод определения водопроницаемости. Официальное издание. – М.: ФГБУ "РСТ", 2021.
28. ПНСТ 395-2020 Дороги автомобильные общего пользования. Асфальтобетон дорожный. Метод измерения сцепления слоев. Официальное издание. – М.: Стандартинформ, 2020.

References

1. Treaty on the Eurasian Economic Union (as amended on March 24, 2022). Date of adoption 29 May 2014 Effective date 01 January 2015
2. Federal Law No. 162-FZ from June 29, 2015 (as amended on December 30, 2020) "On Standardization in the Russian Federation".
3. Federal Standard 1.1-2002. Interstate Standardization System (MGSS). Terms and definitions, official publication, Interstate Standardization System: Sat. standards. М.: ИПК Standards Publishing House, 2003.
4. Federal Law from June 26, 2008 N 102-FZ "On Ensuring the Uniformity of Measurements".

5. Decree of the Government of the Russian Federation of October 31, 2009 N 879 "On approval of the Regulations on units of quantities allowed for use in the Russian Federation."
6. Federal Standard R 8.563-2009. State System for Ensuring the Uniformity of Measurements (GSI). Techniques (methods) of measurements, official publication. M.: Standartinform, 2019.
7. EN ISO 10319 Geosynthetics - Wide-width tensile test (ISO 10319:2015); German version EN ISO 10319:2015. Date of publication 01.09.2015. <https://www.gostinfo.ru/catalog/Details/?id=6103648>.
8. Federal Standard 28840-90. Machines for testing materials for tension, compression and bending. General technical requirements, official publication. M.: IPK Standards Publishing House, 2004.
9. Federal Standard R 55030-2012. Public automobile roads. Geosynthetic materials for road construction. Method for determining tensile strength. Official publication. M.: Standartinform, 2019.
10. Federal Standard R 55032-2012. Roads for public use. Geosynthetic materials for road construction. Method for determining resistance to repeated freezing and thawing. Official publication. M.: Standartinform, 2019.
11. ODM 218.5.006-2010. Recommendations on methods for testing geosynthetic materials depending on their field of application in the road industry. Federal Highway Agency (ROSAVTODOR). M.: FSUE "Informavtodor", 2010.
12. EN 12224:2000. Geotextiles and geotextile-related products. Determination of the resistance to weathering; german version. Publication date 01.11.2000, <https://nd.gostinfo.ru/document/4060102.aspx>.
13. Federal Standard R 55031-2012. Roads for public use. Geosynthetic materials for road construction. Method for determining resistance to ultraviolet radiation. Official publication. M.: Standartinform, 2019.
14. ISO 12960:2020. Geotextiles and geotextile-related products Screening test methods for determining the resistance to acid and alkaline liquids. Publication date 05/29/2020, <https://nd.gostinfo.ru/document/6528607.aspx>.
15. DIN EN 12225-2021. Geosynthetics. Method for determining the microbiological resistance by a soil burial test; German version EN 12225:2020. Publication date 01.01.2021, <https://nd.gostinfo.ru/document/6836358.aspx>.
16. Federal Standard R 58830-2020. Public automobile roads. Geosynthetic materials for road construction. Method for determining the resistance of geosynthetic materials to microbiological effects. Official publication. M.: Standartinform, 2020.
17. ISO 10722:2019. Geosynthetics. Index test procedure for the evaluation of mechanical damage under repeated loading Damage caused by granular material (laboratory test method). Publication date 11/15/2019, <https://nd.gostinfo.ru/document/6478750.aspx>.
18. Federal Standard R 56336-2015. Roads for public use. Geosynthetic materials. Method for determining the resistance to cyclic loads. Official publication. M.: Standartinform, 2019.
19. Federal Standard R 70060-2022. Roads for public use. Geosynthetic materials. Durability test methods. Official publication. M.: FGBU "RST", 2022.
20. Federal Standard R 55034-2012. Roads for public use. Geosynthetic materials for reinforcing asphalt concrete layers of pavement. Method for determining heat resistance. Official publication. M.: Standartinform, 2019.
21. Federal Standard R 56335-2015. Roads for public use. Geosynthetic materials for road construction. Method for determining the strength in static punching. Official publication. M.: Standartinform, 2019.

22. ISO 12236. Geosynthetics. Static puncture test (CBR test) (ISO 12236:2006); German version EN ISO 12236:2006. Publication date 01.11.2006, <https://nd.gostinfo.ru/document/4061250.aspx>.
23. ISO 13433:2006. Geosynthetics. Dynamic perforation test (cone drop test), Publication date 08/07/2006, <https://nd.gostinfo.ru/document/3613752.aspx>.
24. EN ISO 13426-1. Geotextiles and geotextile-related products Strength of internal structural junctions Part 1: Geocells. Publication date 11/15/2019, <https://www.standards.ru/document/6478795.aspx>
25. Federal Standard R 8.568-2017. State System for Ensuring the Uniformity of Measurements (GSI). Test equipment certification. Basic provisions. Official publication. M.: Standartinform, 2019.
26. Federal Standard R 59692-2021. Public automobile roads. Geosynthetic materials for erosion control on slopes. General specifications. Official publication. M.: FGBU "RST", 2021.
27. Federal Standard R 59691-2021. Roads for public use. Geosynthetic materials. Method for determining water permeability. Official publication. M.: FGBU "RST", 2021.
28. PNST 395-2020 Public automobile roads. Road asphalt. Method for measuring adhesion of layers. Official publication. M.: Standartinform, 2020.

HARMONIZATION OF STANDARDS AND TESTING METHODS FOR GEOSYNTHETIC MATERIALS IN ROAD CONSTRUCTIONS

D. V. Medvedev¹, Y. I. Kalgin²

ANO "NII TSK"¹
Russia, Moscow

Voronezh State Technical University²
Russia, Voronezh

¹First Deputy General Director, Tel.: +7(495)7488612, e-mail: medvedev@niitsk.ru

²Dr. of Tech. Sciences, Professor of the Department of Construction and Operation of Highways,
Tel.: +7(473)2361889, e-mail: kalgin36@yandex.ru

Problem Statement. The issue of harmonization European norms and international standards for testing methods in Russia is being considered, as well as the development of new testing methods to evaluate the operational properties of geosynthetic materials used in domestic road construction.

Results. Based on a new methodological approach, the development and improvement of methods for studying the properties of geosynthetic materials have been carried out.

Conclusions. A new methodological approach to the use of geosynthetic materials in road construction has been scientifically substantiated, containing innovative testing methods through the creation of a system of documents of the national standardization system.

Keywords: geosynthetic materials, road construction, standardization, testing methods.

DOI 10.36622/VSTU.2023.37.2.012

УДК 624.26

МЕСТНАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ СПЛОШНЫХ СТЕНОК НЕСУЩИХ БАЛОК НЕРАЗРЕЗНОГО СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ АВТОДОРОЖНОГО МОСТА В ТУЛЬСКОЙ ОБЛАСТИ

Э. Э. Ндеfox¹, М. А. Викулов²

Воронежский государственный технический университет^{1,2}

Россия, г. Воронеж

¹Аспирант кафедры строительной механики, тел.: +7(473)2715230, e-mail: ndefohebuka@gmail.com

²Канд. техн. наук, старший преподаватель кафедры строительной механики, тел.: +7(473)2715230, e-mail: vikulovmiha@mail.ru

В статье проводится исследование местной устойчивости сплошных стенок неразрезных двутавровых балок сталежелезобетонного пролетного строения автомобильного моста по нескольким методикам: приведенным в СП 35.13330.2011, в Еврокоде BS EN 1993-1-5, а также энергетическим методом с использованием пластинчатой конечно-элементной модели балки.

Исследования проводились для разных толщин стенок с различными вариантами установки подкрепляющих ребер жесткости.

Полученные данные позволяют назначить оптимальные толщины сплошных стенок и расстояний между ребрами жесткости в сталежелезобетонных балках пролетных строений автомобильных мостов.

Ключевые слова: местная устойчивость, сталежелезобетонное пролетное строение, коэффициент местной устойчивости.

Введение

Современные стальные и сталежелезобетонные мосты возводятся из относительно легких блоков, которые в поперечном сечении состоят из тонких стальных пластин. Поскольку стоимость стали довольно высока, инженеры стараются максимально уменьшить толщины листов. Однако, несмотря на то, что при достаточно тонких пластинах могут выполняться условия по прочности, часто не выполняются условия общей устойчивости всего тонкостенного сечения открытого или закрытого профиля, а также местная устойчивость отдельных пластинок. Об этом свидетельствуют случаи разрушений мостов со стальными балками, произошедшими как в Российской Федерации, так и за рубежом. А следовательно, проблема устойчивости до конца не решена и требует дальнейшего изучения.

В Российской Федерации наиболее распространены сталежелезобетонные или полностью стальные пролетные строения мостов с двутавровыми главными балками. Сечение двутавровых главных балок мостов значительно развито в высоту и наибольший вклад в металлоемкость сечения вносит стенка. В стенке или ее отсеках возникают напряжения разных знаков, из-за чего стенка вызывает наибольший интерес для исследования её устойчивости.

Актуальность темы исследования местной устойчивости стенок двутавровых балок также вызвана значительным различием методик ее определения в отечественных и зарубежных нормах. Кроме того, существуют новейшие методы определения устойчивости с

использованием моделей балок и МКЭ, однако информация по применению этих методов и рекомендации к ним немногочисленны.

1. Описание объекта исследования и принятой расчетной модели

Объектом исследования является стенка двутавровой неразрезной балки сталежелезобетонного пролетного строения автомобильного моста. Мост имеет схему 54+2×78+54м и габарит Г-10+2.25+0.75. Угол между осями опор и осью моста - 90°. Уровень ответственности сооружения в соответствии с ГОСТ 27751-2014 [6] – нормальный. Материал балок – сталь высокопрочная марки 10ХСНД, 10ХСНД-2 по ГОСТ 6713-91. Класс бетона плиты по прочности В35. Поперечное сечение пролетного строения приведено на рис. 1.

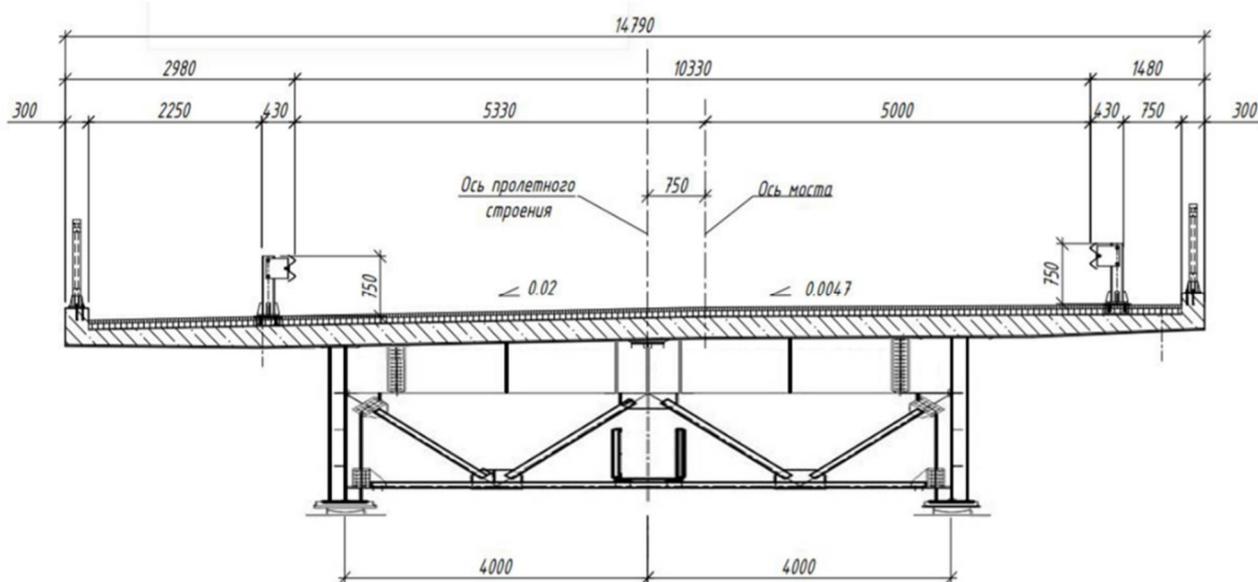


Рис. 1. Поперечные сечения пролетного строения

Для исследования местной устойчивости стенки были получены расчетные усилия в сечении над промежуточной опорой моста. Усилия получены при расчете пролетного строения по методу конечного элемента в программе Midas Civil. Расчетная модель пролетного строения приведена на рис. 2.

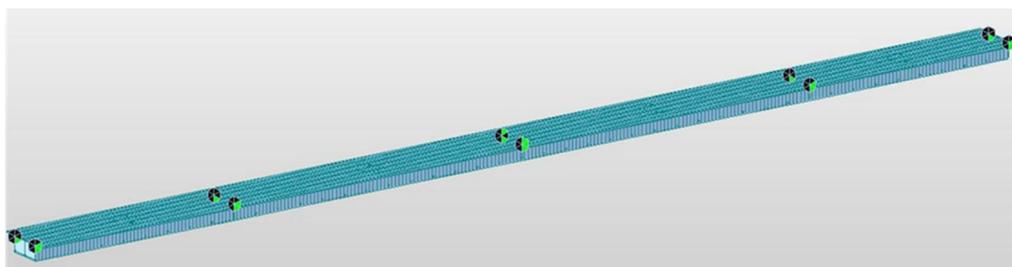


Рис. 2. Конечно-элементная модель пролетного строения

Пролетное строение замоделировано в виде балочного ростверка из пространственных стержней с 6-ю степенями свободы в узле. Сечение главной балки представляет собой стальную двутавровую балку с расположенной сверху железобетонной плитой. Сечение представлено на рис. 3.

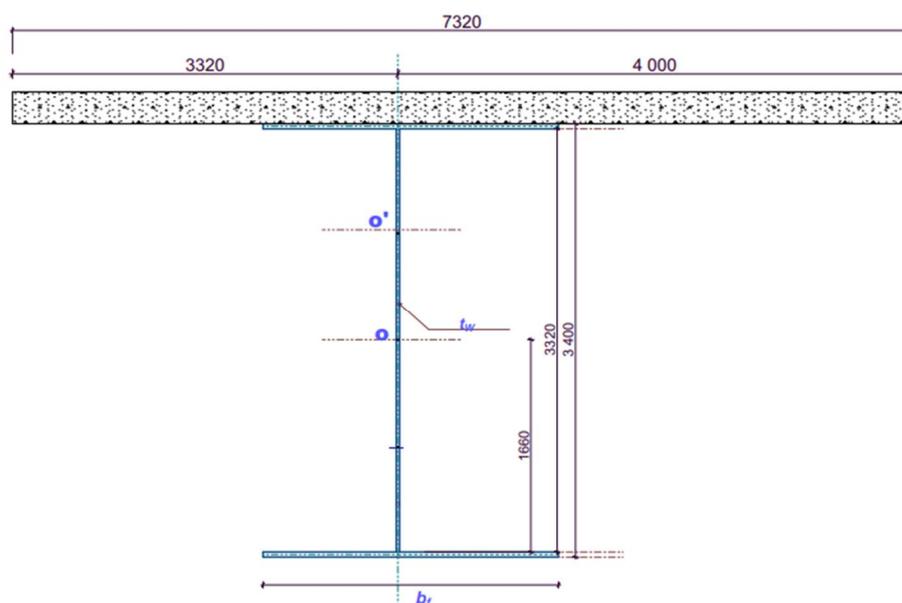


Рис. 3. Поперечное сечение сталежелезобетонной балки

В программе предусмотрена стадийная работа сталежелезобетонного сечения. На первой стадии сечение представляет собой только стальную двутавровую балку без железобетонной плиты, которая воспринимает нагрузку от собственного веса балки и нагрузку от веса опалубки и железобетонной плиты. На второй стадии в работу сечения включается железобетонная плита, которая объединяется со стальной балкой и совместно воспринимает нагрузку от элементов мостового полотна, а также временную нагрузку А14 и Н14. Схемы загрузки временными нагрузками, коэффициенты надежности и динамические коэффициенты приняты по ГОСТ 33390-2015.

В результате расчета были получены изгибающие моменты, поперечные силы, а также опорные реакции в расчетном сечении на первой и второй стадиях расчета:

$$M_{1ст} = -35\,640,24 \text{ кНм},$$

$$M_{2ст} = -33\,729,1 \text{ кНм},$$

$$Q_{1ст} = -2545,4 \text{ кН},$$

$$Q_{2ст} = -991,00 \text{ кН}.$$

2. Методика определения коэффициента местной устойчивости стенки, приведенная в СП35.13330.2011

Методика определения местной устойчивости стенки подробно изложена в приложении X СП35.13330.2011. На основании упомянутой методики была разработана программа RAPS (автор М.А. Викулов), реализующая комплексный расчет металлических и сталежелезобетонных пролетных строений мостов с коробчатыми, двутавровыми и другими типами сечений главных балок.

Методика СП35.13330.2011 основана на методе равновесия при локальном изгибе пластины. Для проверки местной устойчивости стенки используется одно из условий в зависимости от напряженно-деформированного состояния пластинки между ребрами или поясами (сжатая, растянутая или сжато-растянутая), а также наличия продольных подкрепляющих ребер на стенке (см. рис. 4).

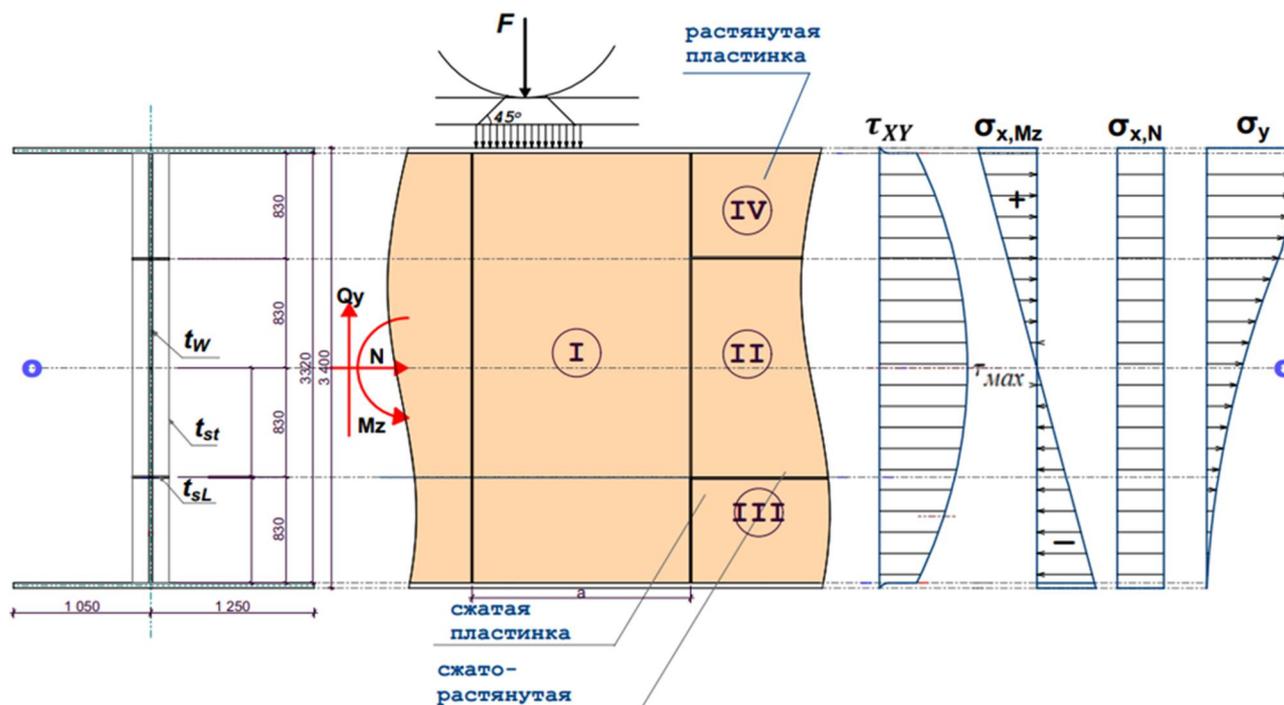


Рис. 4. Схема отсеков в сечении и их НДС

Расчет по устойчивости стенки, укрепленной только вертикальными рёбрами (отсек типа I), следует выполнять по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{\omega_1 \cdot \sigma_{x,cr}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}}\right)^2 + \left(\frac{0,9 \cdot \tau_{xy}}{\omega_2 \cdot \tau_{xy,cr}}\right)^2} \leq 1. \quad (1)$$

Для пластинок, расположенных между сжатой зоной и продольными ребром (пластинки типа III)

$$\frac{\sigma_x}{\omega_1 \cdot \sigma_{x,cr}} + \frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{0,9 \cdot \tau_{xy}}{\omega_2 \cdot \tau_{xy,cr}}\right)^2 \leq 1. \quad (2)$$

По этой же формуле рассчитывают пластинку типа II, если она полностью попадает в сжатую зону, но при определении приведенных критических напряжений коэффициент заземления принимают равным единице.

Расчет пластинки, полностью попадающей в растянутую зону, выполняют с использованием условия:

$$\sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{y,cr}} + \left(\frac{0,9 \cdot \tau_{xy}}{\tau_{xy,cr}}\right)^2} \leq 1. \quad (3)$$

В числителях выражений (1) – (3) приведены действующие нормальные и касательные напряжения, в знаменателях – критические нормальные и касательные напряжения.

Выражения в левой части условий (1) – (3) и являются искомым коэффициентом местной устойчивости $K_{уст}$ или параметром местной устойчивости стенки. В случае если коэффициент устойчивости больше единицы, стенка теряет местную устойчивость.

В связи с тем, что параметры сечения и нагрузок на каждой стадии расчета различны, коэффициент устойчивости проверяется на каждой стадии, а в качестве расчетного принимается максимальный.

3. Исследования местной устойчивости стенки в зависимости от параметров сечения по методике СП35.13330.2011

Для исследования местной устойчивости стенки было рассмотрено несколько вариантов компоновки сечения. Сечение компоновалось при помощи изменения нескольких параметров: толщины стенки, расстояния между поперечными ребрами (диафрагмами), количеством продольных ребер (вертикальных отсеков стенки). Для оценки влияния каждого из параметров два других фиксировались.

В **1-м исследовании** переменным параметром является толщина стенки, а расстояние между поперечными ребрами и количество продольных ребер остаются постоянными.

Для каждой толщины стенки был рассчитан коэффициент местной устойчивости и представлен в табл. 1 и в виде графика на рис. 5.

Таблица 1

Ввод			вывод
Толщины стенки, [мм]	Расстояние между поперечными диафрагмами, [м]	Продольные ребра (количество)	Параметр местной устойчивости стенки
переменные	постоянно	постоянно	переменные
25	3	3	0,62
16	3	3	0,77
14	3	3	0,91
12	3	3	1,17
10	3	3	1,77
8	3	3	3,32

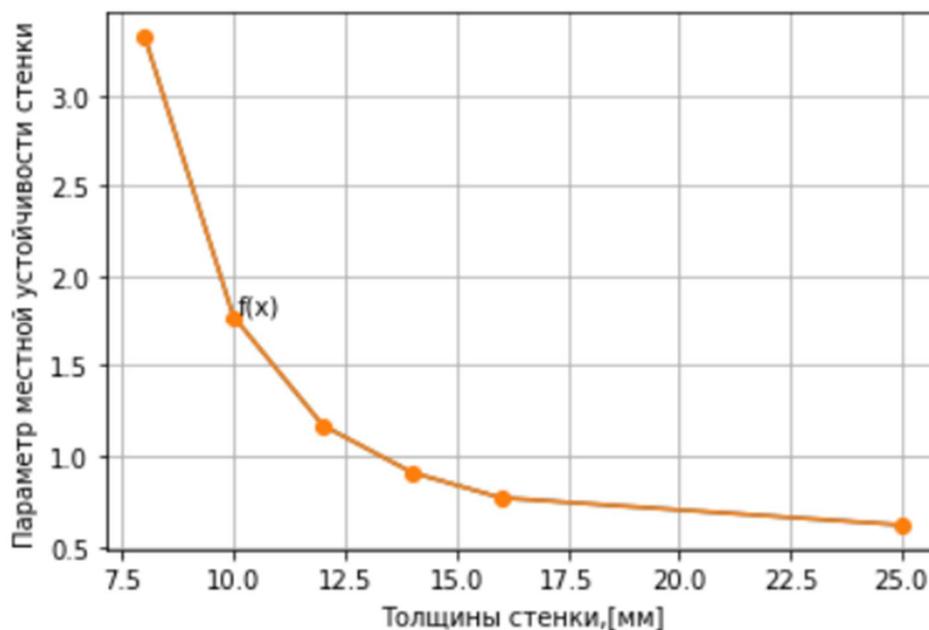


Рис. 5. График зависимости $K_{уст}$ от толщины стенки

Из графика на рис. 5 видно, что оптимальная толщина стенки для данного сечения изменяется в диапазоне от 12 до 16 мм. При толщине 12 мм $K_{уст}=1,17$, то есть стенка теряет местную устойчивость, однако $K_{уст}$ можно уменьшить путем уменьшения расстояния между поперечными ребрами и/или увеличением количества продольных ребер.

Во **2-м исследовании** переменным параметром является расстояние между поперечными диафрагмами, а толщина стенки и количество продольных ребер фиксированы.

Для каждого расстояния между поперечными ребрами был рассчитан коэффициент местной устойчивости и представлен в табл. 2 и в виде графика на рис. 6.

Таблица 2

Ввод			вывод
Толщины стенки, [мм]	Расстояние между поперечными диафрагмами, [м]	Продольные ребра (количество)	Параметр местной устойчивости стенки
постоянно	переменные	постоянно	переменные
14	3	3	0,908
14	3,5	3	0,908
14	4	3	0,910
14	4,5	3	0,914
14	5	3	0,917
14	5,5	3	0,921
14	5,75	3	0,924
14	6	3	0,926
14	6,5	3	0,97
14	7	3	1,04
14	9	3	1,32
14	12	3	1,75
14	15	3	2,18

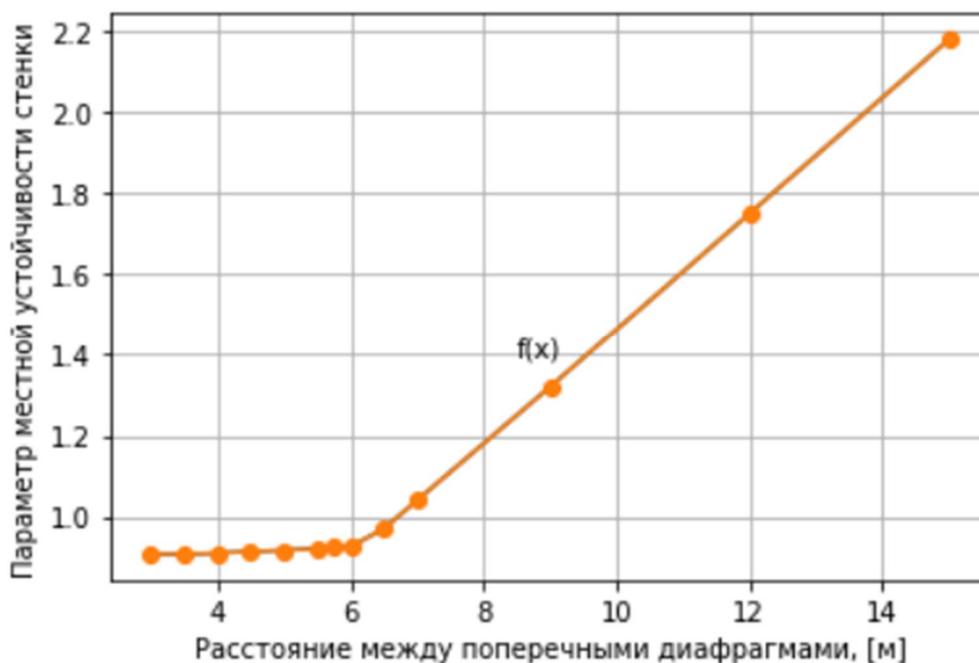


Рис. 6. График зависимости $K_{уст}$ от расстояния между диафрагмами

Из графика на рис. 6 видно, что при увеличении расстояния между поперечными диафрагмами более чем на 6 м коэффициент местной устойчивости начинает резко возрастать. Если проанализировать методику определения $K_{уст}$ станет понятно, что такой эффект связан с соотношением размеров пластинок в отсеке. Для получения оптимальных

размеров сечения по металлоемкости расстояние между поперечными ребрами не должно превышать двух высот стенки.

Во **3-м исследовании** переменным параметром является количество продольных ребер, а толщина стенки и расстояние между поперечными диафрагмами фиксированы.

Для каждого количества продольных ребер был рассчитан коэффициент местной устойчивости и представлен в табл. 3 и в виде графика на рис. 7.

Таблица 3

Ввод			вывод
Толщины стенки, [мм]	Расстояние между поперечными диафрагмами, [м]	Продольные ребра (количество)	Параметр местной устойчивости стенки
постоянно	постоянно	переменные	переменные
16	3	4	0,69
16	3	3	0,77
16	3	2	0,99
16	3	1	1,78
16	3	0	1,70

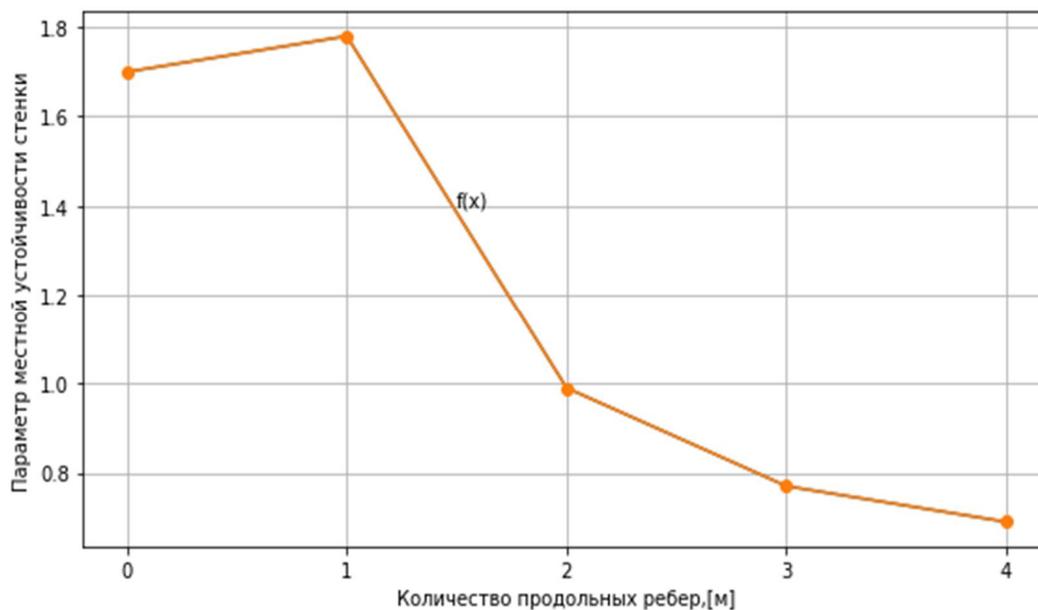


Рис. 7. График зависимости $K_{уст}$ от количества продольных ребер в сечении

Из графика на рис. 7 видно, что продольные ребра значительно уменьшают коэффициенты местной устойчивости стенки и являются эффективным приемом уменьшения металлоемкости при компоновке сечения. Эффект незначительного уменьшения $K_{уст}$ при отсутствии продольных ребер, наблюдаемый в начале графика, связан с изменением НДС пластинки при установке продольного ребра – из сжато-изогнутой общей пластинки получаются две пластинки, нижняя из которых является сжатой с $K_{уст}$ несколько большим, чем у первоначальной сжато-изогнутой пластинки.

4. Альтернативные методики определения коэффициента местной устойчивости стенки

Существуют еще три методики определения коэффициента местной устойчивости стенки мостовой балки. Первые две методики схожи с методикой СП35.13330.2011 и приведены в Еврокодах, в частности в EN 1993-1-5 и EN 1993-2.

Первая методика называется методом расчетного сечения и основана на учёте редуцированных площадей сечений пластин.

Проверка элементов при плоской форме потери устойчивости выполняется по формуле (4).

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{y,N}}{f_y W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{z,N}}{f_y W_{z,eff}} \leq 1,0, \quad (4)$$

где $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ — расчетные значения действующих изгибающих моментов относительно соответствующих осей $y - y$ и $z - z$;

A_{eff} — эффективная площадь поперечного сечения;

W_{eff} — упругий момент сопротивления эффективного сечения;

$e_{y,N}$, $e_{z,N}$ — отклонение центра тяжести эффективной площади A_{eff} относительно соответствующих нейтральных осей.

Вторая методика называется методом понижающего напряжения, который основан на использовании полных характеристик сечения, но с пониженным допустимым напряжением.

Проверка элементов по второй методике при плоской форме потери устойчивости выполняется по формуле (5).

$$\left(\frac{\sigma_{xEd}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{zEd}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{xEd}}{\rho_x f_y / \gamma_{M1}} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{zEd}}{\rho_z f_y / \gamma_{M1}} \right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{zEd}}{\chi_w f_y / \gamma_{M1}} \right)^2 \leq 1, \quad (5)$$

ρ_x — понижающий коэффициент, принимаемый согласно 4.5.4 Еврокода 3-1-5, при действии нормальных напряжений, принимая в расчет работу пластины как сжатого стержня, где это будет уместно;

ρ_z — понижающий коэффициент, принимаемый согласно 4.5.4 Еврокода 3-1-5, при действии местных напряжений в поперечном направлении, принимая в расчет работу пластины как сжатого стержня, где это будет уместно;

χ_w — понижающий коэффициент, принимаемый согласно 5.2 Еврокода 3-1-5, при расчете несущей способности на срез.

γ_{M1} — частный коэффициент безопасности.

σ_{zEd} — расчетное значение местного напряжения в стенке в поперечном направлении;

σ_{xEd} — расчетное значение местного напряжения в стенке в продольном направлении;

f_y — расчетное сопротивление стали.

Третья методика заключается в моделировании конструктивного элемента балки в программе МКЭ и использовании встроенного модуля оценки устойчивости, работающего на основе энергетического метода.

5. Исследования местной устойчивости стенки по альтернативным методикам

Для исследования местной устойчивости стенки сталежелезобетонной балки по альтернативным методикам приняты постоянными шаг диафрагм, а также количество продольных ребер и выполнены расчеты по всем упомянутым методикам для разной толщины стенки. Первая и вторая альтернативные методики дают для нашего расчета одинаковые результаты, поэтому они объединены в один – метод по EN 1993-1-5.

Результаты расчета сведены в табл. 4. На рис. 10 приведен график сравнения результатов расчета коэффициентов местной устойчивости стенки для различных методик.

Для определения коэффициента местной устойчивости стенки энергетическим методом использовалась программа МКЭ SAP2000. В программе был замоделирован отсек между поперечными ребрами. По краям отсека были приложены эквивалентные нагрузки, взятые из балочной схемы. Воздействие временной нагрузки и железобетонной плиты смоделировано нагрузкой, распределенной по верхнему поясу двутавровой балки. Расчетная модель МКЭ представлена на рис. 8.

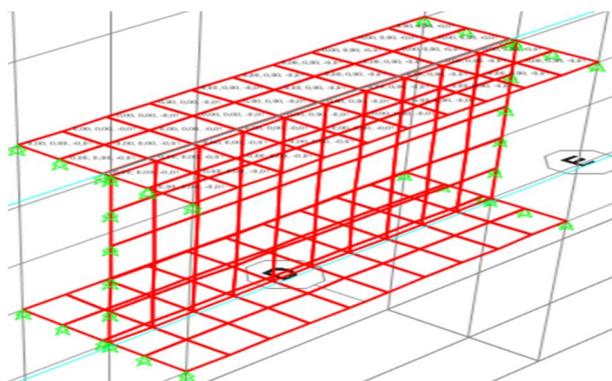


Рис. 8. Расчетная модель МКЭ в SAP2000

Графические результаты расчета в виде форм потери местной устойчивости для каждой толщины стенки представлены на рис. 9.

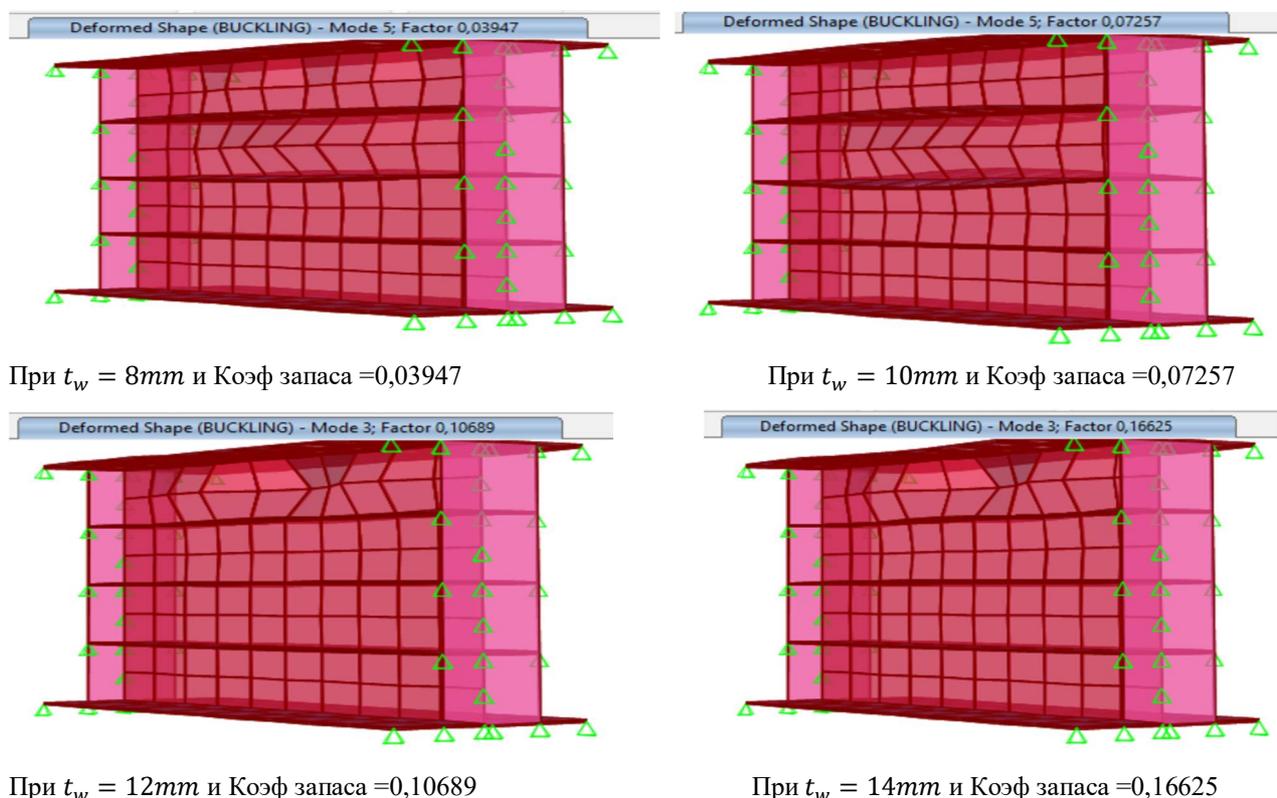
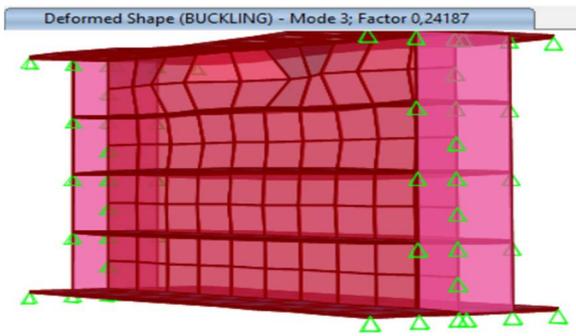
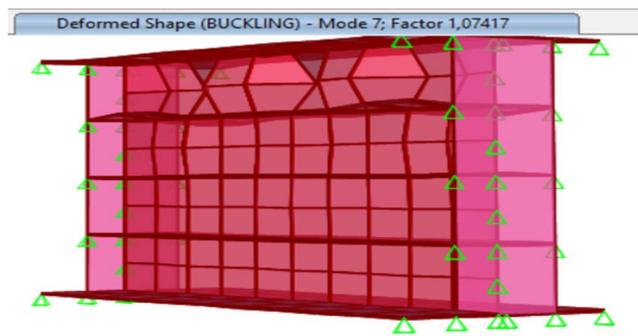


Рис. 9. Формы потери устойчивости при разных толщинах стенки



При $t_w = 16\text{mm}$ и Коэф запаса =0,24187



При $t_w = 25\text{mm}$ и Коэф запаса =1,07417

Рис. 9. Формы потери устойчивости при разных толщинах стенки (продолжение)

В результате расчета местной устойчивости стенки по энергетическому методу получены коэффициенты запаса устойчивости, которые обратно пропорциональны коэффициентам местной устойчивости.

Таблица 4

Ввод			СП35.13330.2011	BS EN1993-1-5	SAP2000	
Толщины стенки, [мм]	Расстояние между поперечными диафрагмами, [м]	Продольные ребра (количество)	Параметр местной устойчивости стенки	Параметр местной устойчивости стенки	Коэффициент запаса устойчивости стенки	Параметр местной устойчивости стенки
переменные	постоянно	постоянно	переменные	переменные	переменные	переменные
30	6	3	0,57	0,542	1,74596	0,57
25	6	3	0,63	0,592	1,07417	0,93
16	6	3	0,78	0,705	0,24187	4,13
14	6	3	0,93	0,745	0,16625	6,02
12	6	3	1,20	0,795	0,10689	9,36
10	6	3	1,83	0,852	0,07257	13,78
8	6	3	3,92	1,055	0,03947	25,34

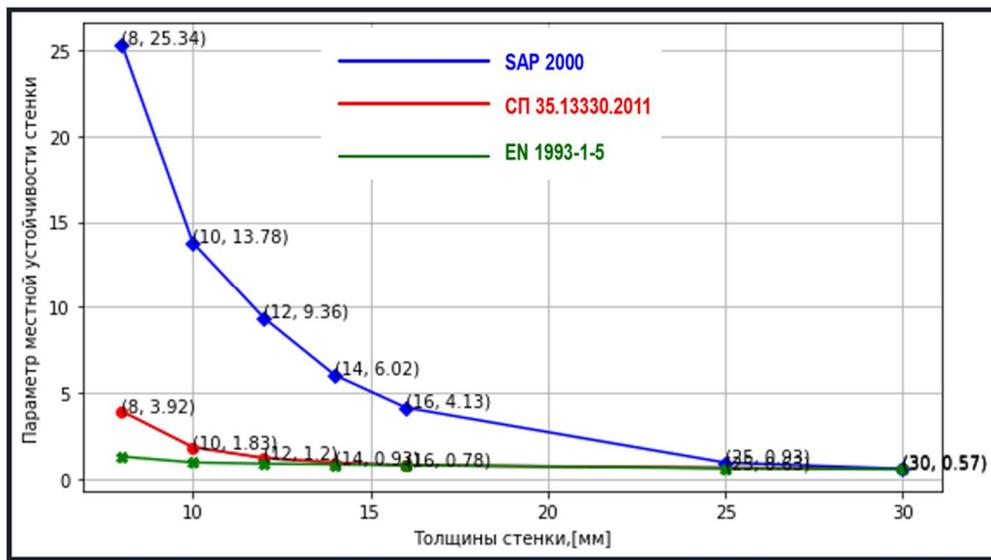


Рис. 10. График сравнения $K_{уст}$, полученных по разным методикам

Выводы

В работе рассмотрено несколько методик расчета местной устойчивости сплошных стенок несущих балок сталежелезобетонного пролетного строения автодорожного моста.

Проведены исследования по влиянию толщины стенки, расстановки поперечных и продольных ребер жесткости на местную устойчивость стенки. Расчет местной устойчивости стенки проводился по методике, изложенной в СП35.13330.2011.

Для оценки результатов расчета по СП35.13330.2011 приведено сравнение полученных коэффициентов местной устойчивости стенки с коэффициентами, определенными по нормам Еврокода, и энергетическим методом, реализованным в программе МКЭ SAP2000.

Выполненные в работе исследования установили, что для выполнения проверок по местной устойчивости стенок при расчете по методике СП35.13330.2011 необходимо назначать большую толщину стенок, чем при расчете по методике Еврокода. Особенно данный эффект проявляется при малых толщинах стенок (меньше 12 мм).

Исследования также показали, что энергетический метод дает значительно меньшие толщины для обеспечения проверок по местной устойчивости, что требует более детального исследования и сопоставления с результатами натуральных экспериментов.

Библиографический список

1. Викулов М.А. Руководство пользователя, описанные исходных данных и результатов расчета к программе RAPS. – 41 с.
2. Владимирский С.Р. Металлические пролетные строения мостов с ортотропными плитами: учеб. пособие. – СПб.: Изд-во ДНК, 2006. – 106 с.
3. ГОСТ 33390-2015 Дороги автомобильные общего пользования. Мосты. Нагрузки и воздействия. – М.: Межгосударственный стандарт, 2015. – 30 с.
4. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций / Министерство архитектуры и строительства. – Минск: Издание официальное, 2010. – 287 с.
5. Ефимов П.П. Проектирование мостов: учеб. пособие. – Омск, 2006. – 111 с.
6. СП 35.1330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84. – М.: 2011. – 287 с.

References

1. Vikulov M. A. User's guide, described the initial data and calculation results for the RAPS program. 41 p.
2. Vladimirsky S. R. Metal superstructures of bridges with orthotropic plates. St. Petersburg: Publishing House of DNA, 2006. 106 p.
3. Federal Standard 33390-2015. Roads for public use. Bridges. Loads and impacts. M.: Interstate Standard, 2015. 30 p.
4. Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-5. Lamellar Structural Elements. Ministry of Architecture and Construction. Minsk: Official Edition, 2010. 287 p.
5. Efimov P. P. Bridge design. Omsk, 2006. 111 p.
6. Set of Rules 35.1330.2011. Bridges and Pipes. Updated version of SNiP 2.05.03-84. M.: 2011. 287 p.

LOCAL STABILITY OF SOLID WALLS OF THE BEARING BEAMS OF A SOLID COMPOSITE CONCRETE SPAN OF A HIGHWAY BRIDGE IN THE TULA REGION

A. E. Ndefoh¹, M. A. Vikulov²

Voronezh State Technical University^{1,2}
Russia, Voronezh

¹Postgraduate Student of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(473)2715230,
e-mail: ndefohebuka@gmail.com

²PhD of Technical Sciences, Assistant Professor of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(473)2715230,
e-mail: vikulovmiha@mail.ru

The article studies the local stability of solid walls of continuous I-beams of a steel-reinforced concrete superstructure of a road bridge using several methods given in SP 35.13330.2011, in Eurocode BS EN 1993-1-5, as well as an energy method using a lamellar finite element beam model.

The studies were carried out for different wall thicknesses with different options for installing reinforcing stiffeners.

The data obtained in the study make it possible to assign optimal thicknesses of solid walls and distances between stiffeners in steel-reinforced concrete beams of superstructures of road bridges.

Key words: local stability, steel-reinforced concrete superstructure, coefficient of local stability.

ПРИМЕНЕНИЕ ГЕОСИНТЕТИЧЕСКИХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ АРМИРОВАНИЯ И СТАБИЛИЗАЦИИ ОТКОСОВ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

А. Д. Чудайкин¹, Д. С. Андреев²

Воронежский государственный технический университет^{1,2}
Россия, г. Воронеж

¹Старший преподаватель кафедры строительства и эксплуатации автомобильных дорог, тел.: +7(906)590-05-35, e-mail: a.chudaykin777@mail.ru

²Аспирант кафедры строительства и эксплуатации автомобильных дорог, e-mail: danil.andreev.94@mail.ru

В статье рассматривается актуальность применения технологии армирования геосинтетическими материалами грунтовых сооружений. Выделены наиболее значимые факторы, определяющие технологические основы устойчивости откосов. Разработана экспериментальная модель технологического процесса устройства армированных откосов, а также изучено влияние технологических факторов на их показатели устойчивости.

Ключевые слова: геосинтетические материалы, георешетки, армирование, стабилизация.

Введение. Геосинтетические материалы являются достаточно перспективным сегментом строительных материалов, особенно учитывая активизацию дорожного строительства, где обойтись без применения современных высокотехнологичных материалов невозможно. Использование геоматериалов на сегодняшний день весьма актуально для строительной отрасли РФ. Геосинтетические материалы используют как армирующий элемент, потому что их свойства улучшают условия работы земляного полотна. Они легки в транспортировке и монтаже, имеют высокую устойчивость к агрессивным воздействиям среды, долговечные, экологически безопасные, эффективные, рентабельны и имеют низкую себестоимость, что в наши дни является необходимым качеством и достоинством строительных материалов. Эти и многие другие свойства геосинтетиков делают их незаменимыми при укреплении грунтов и защите их от эрозии.

Армогрунтовые системы и стабилизацию откосов применяют в насыпях автомобильных дорог для обеспечения их устойчивости:

- при необходимости увеличения их крутизны до 70°;
- в армогрунтовых подпорных стенках с крутизной от 70° до 90°.

При возведении земляного полотна происходит изменение напряженного состояния сооружения или основания, что проявляется в изменении объема (сжатие – растяжение) и формы (сдвиг). В реальных условиях чаще происходят деформации, при которых одновременно меняются и объем, и форма тела. При этом деформации могут носить как упругий, так и пластический характер. На изменение деформации оказывают существенное влияние особенности напряженного состояния грунта в той или иной части сооружения. В этой связи возникает мысль о разделении потенциально неустойчивой части сооружения и его основания на пояса или зоны, в которых преобладает тот или иной вид напряженного состояния. Отметим, что такой прием распространен при изучении условий работы всех инженерных построек и их конструктивных элементов (балки, плиты, фермы и т. п.).

Правомерность такого подхода очевидна и подтверждена всей проектной и конструкторской практикой. Кроме этого, при сравнении результатов теоретических прочностных расчетов с экспериментальными данными указано, что для каждой гипотезы есть область напряженного состояния, в которой теория наиболее совпадает с экспериментальными данными. Для разделения массива на пояса или зоны в зависимости от вида напряженного и деформированного состояния необходимо иметь количественные критерии, которые в достаточной степени характеризовали бы грунт в той или иной части сооружения.

Особого внимания заслуживает участок потенциальной поверхности скольжения в теле земляного сооружения. Дело в том, что пока еще отсутствуют комплексные исследования механизма потери устойчивости сооружений, в которых наряду с освещением вопроса условий работы грунта в той или иной области оползня анализировалось бы напряженно-деформированное состояние грунта вдоль возможной поверхности скольжения. Поэтому в научно-технической литературе нередко можно встретить толкование механизма потери устойчивости (естественно, в пределах действующих моделей), в полной мере не соответствующего действительности.

Материалы и методы. Для армирования и стабилизации откоса применяется первичное и вторичное армирование, а также система дренажа (см. рис. 1).

Первичное армирование должно обеспечивать общую устойчивость откоса, его выполняют полотнами геосинтетика, которые закладывают в тело откоса на ширину, заходящую за линию возможного обрушения откоса.

Вторичное армирование должно обеспечивать устойчивость откосной части во время уплотнения. Для этого применяют достаточно прочные геотекстили (тканые и нетканые) с дополнительной функцией фильтрации.

Рекомендуемыми геосинтетическими материалами для армирования и стабилизации откосов являются:

- для первичного армирования – георешетки с прочностью на растяжение не менее 30 кН/м из полиэфирных, полипропиленовых или полиамидных волокон;
- для вторичного армирования – геотекстили тканые и нетканые;
- геоматы для защиты поверхности откоса от эрозии. [1,2,3,4,5].

Варианты первичного и вторичного армирования и стабилизации откоса насыпи приведены на рис. 1.



Рис. 1. Схема армирования и стабилизации откоса насыпи

Физико-технические показатели геосинтетических материалов для первичного армирования откосов аналогичны требованиям к армирующим материалам для слабых

оснований, материалы для вторичного армирования должны соответствовать требованиям к геосинтетическим материалам, выполняющим функцию разделения [6,7,8,9].

Основная часть. Полотна геосинтетического материала закладывают на ширину до 2 м в тело откоса между полотнами первичного армирования. Если угол заделки откоса больше, чем 45° , то полотна вторичного армирования могут заворачиваться для предотвращения обсыпки и вымывания грунта в торцевой части или применяться крупнозернистый материал засыпки в торце соответствии с рис. 2 (в, г, д).

Для обеспечения общей устойчивости откоса необходимо устраивать систему дренажа армированного откоса (кроме сооружения насыпи из зернистых (дренирующих) материалов).

Расчет устойчивости откоса выполняют по критериям внутренней, внешней и комбинированной устойчивости и эксплуатационного предельного состояния.

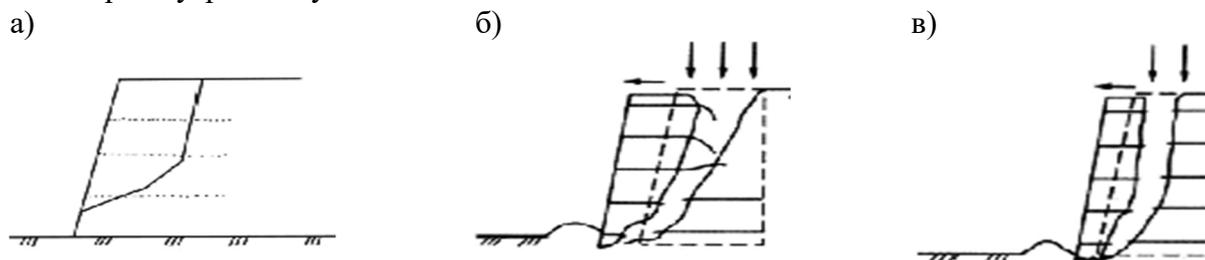
Внутренняя устойчивость характеризует работу грунта и геосинтетических полотен в армированной части конструкции. При этом считается, что плоскость вероятного обрушения проходит сквозь армирующие полотна.

Внешняя устойчивость характеризует работу армированной конструкции в целом, без учета способа армирования, а плоскость вероятного обрушения проходит вне или под армированной частью.

Комбинированная потеря устойчивости может возникать, когда линия обрушения проходит одновременно вне армирования и непосредственно через армированную часть [10,11].

Предельные состояния второй группы определяют критические значения осадки и деформации, превышение которых влияет на эксплуатационные качества конструкции.

I. Потеря внутренней устойчивости откоса



II. Потеря внешней устойчивости откоса

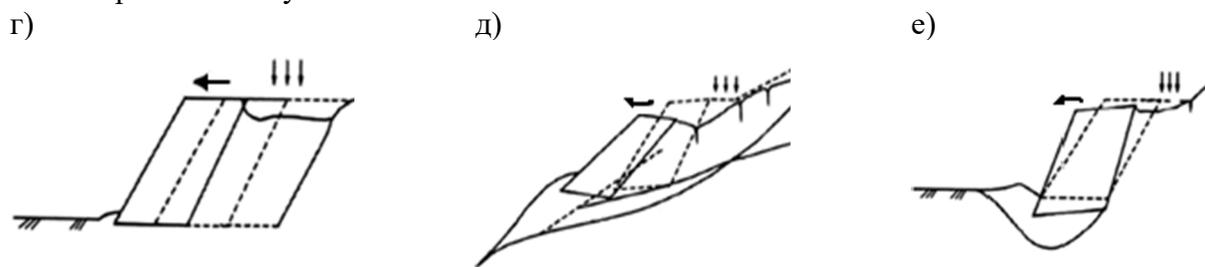
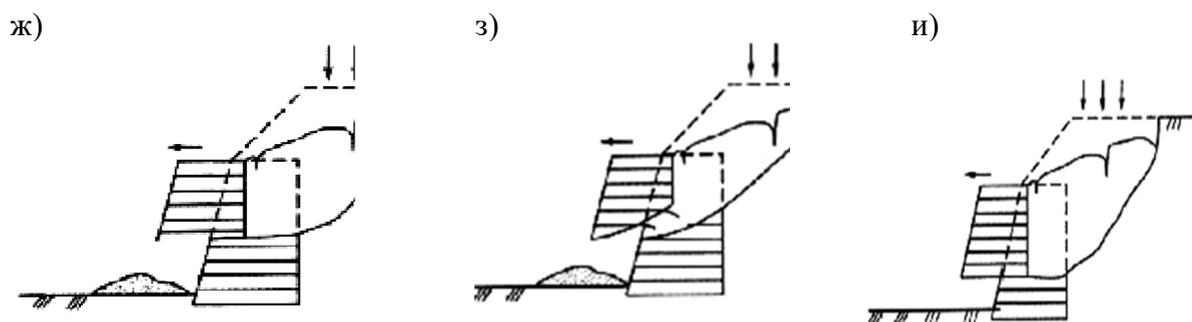


Рис. 2. Схемы потери устойчивости откосов:

- а) извлечение геосинтетика из массива; б) разрыв геосинтетика; в) внутреннее обрушение части откоса;
- г) общее обрушение откоса; д) проскальзывание по контакту насыпь-грунт основания; е) потеря несущей способности основания; ж) разрыв /вырывание полотна армирующего материала; з) проскальзывание грунта откоса между армирующими полотнами материала; и) проскальзывание грунта откоса по полотну армирующего материала; к) осадка основания откоса; л) деформация армированной части откоса;
- м) смещение откоса с поворотом

III. Потеря устойчивости откоса по комбинированной схеме



IV. Предельные состояния второй группы

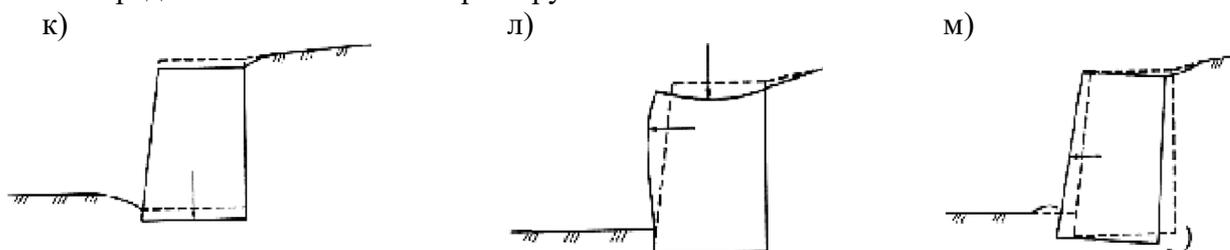


Рис. 2. Схемы потери устойчивости откосов:

- а) извлечение геосинтетика из массива; б) разрыв геосинтетика; в) внутреннее обрушение части откоса;
- г) общее обрушение откоса; д) проскальзывание по контакту насыпь-грунт основания; е) потеря несущей способности основания; ж) разрыв /вырывание полотна армирующего материала; з) проскальзывание грунта откоса между армирующими полотнами материала; и) проскальзывание грунта откоса по полотну армирующего материала; к) осадка основания откоса; л) деформация армированной части откоса; м) смещение откоса с поворотом (продолжение)

Расчет внутренней устойчивости армированного откоса. Оценку внутренней устойчивости армированного откоса выполняют согласно методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения [12,13,14,15]. Метод предполагает разбиение тела насыпи и основания на блоки. Определение положения наиболее опасной поверхности скольжения выполняют по традиционной методике [16,17,18,19].

Необходимо определить фактический коэффициент устойчивости неармированного откоса K_U по формуле:

$$K_U = \frac{M_R}{M_D}, \quad (1)$$

где M_D – вращающий момент сдвиговых сил относительно центра кривой вращения, кН/м;

M_R – момент удерживающих сил относительно центра вращения, кН/м;

R – радиус кривой вращения (м) и плечо момента от усилия T_s относительно центра вращения согласно рис. 3.

Вращающий момент сдвиговых сил относительно центра кривой вращения M_D определяют по формуле:

$$M_D = R \cdot \sum (P_{di} + q_Q \cdot b_i + q_G \cdot b_{iq}), \quad (2)$$

Момент удерживающих сил M_R относительно центра вращения определяют по формуле:

$$M_R = R \cdot \sum (P_{di} + q_Q \cdot b_i + q_G \cdot b_{iq}) \cdot \cos a_1 \cdot \tan j + c \cdot b_i \cdot \sec a_i, \quad (3)$$

- расстояние между полотнами и их прочность неизменны;
 - армирование разделяют на две или три зоны, в пределах которых изменяют расстояние между полотнами геосинтетика и их прочность.

Для двух зон прочность полотен должна удовлетворять условиям:

$$T_{\text{низ}} = 3/4 \times T_s, \quad (5)$$

$$T_{\text{верх}} = 1/4 \times T_s. \quad (6)$$

Для трех зон прочность полотен геосинтетических материалов должна удовлетворять условиям:

$$T_{\text{низ}} = 1/2 \times T_s, \quad (7)$$

$$T_{\text{ср}} = 1/3 \times T_s, \quad (8)$$

$$T_{\text{верх}} = 1/6 \times T_s. \quad (9)$$

Для каждой зоны определяют вертикальные расстояния между отдельными геосинтетическими полотнами $S_{\text{зоны}}$ и их прочности.

Для этого, задаваясь прочностью армирующего геосинтетика $T_{\text{доп}}$, рассчитывают необходимое количество полотен геосинтетика по формуле (10):

$$N_{\text{зоны}} = \frac{T_{\text{зоны}}}{T_d}, \quad (10)$$

где $N_{\text{зоны}}$ – необходимое количество армирующих полотен геосинтетика в рассматриваемой зоне;

$T_{\text{зоны}}$ – общая необходимая прочность полотен для рассматриваемой зоны;

T_d – расчетная прочность геосинтетика с учетом коэффициентов запаса на ползучесть, химическую стойкость и повреждения при укладке согласно заданию.

Расстояние между полотнами с прочностью $T_{\text{доп}}$ определяют по формуле:

$$S_{\text{зоны}} = \frac{H_{\text{зоны}}}{N_{\text{зоны}}}, \quad (11)$$

где $S_{\text{зоны}}$ – вертикальное расстояние между армирующими полотнами в выбранной зоне, м;

$H_{\text{зоны}}$ – высота зоны, м.

Если расстояния между короткими полотнами вторичного армирования длиной от 1 м до 2 м, больше, чем 0,6 м, то для обеспечения устойчивости их заключают между полотнами первичного армирования в соответствии с рис. 4.

Проверку правильности расположения армирующих полотен (рис. 5) требуется выполнить отдельно для каждого i -го полотна геосинтетика с помощью предложенной формулы:

$$K_{Ri} \cdot K_{Ui} + \frac{T_{Si} \cdot R_i}{M_{Di}} \geq [K_R], \quad (12)$$

где K_{Ri} – фактический коэффициент устойчивости армированного откоса над i -м полотном;

K_{Ui} – фактический коэффициент устойчивости неармированного откоса;

T_{Si} – суммарная расчетная прочность на растяжение полотен, расположенных выше i -го полотна, кН/м;

R_i – радиус потенциальной кривой обрушения, которая проходит над i -м полотном;

M_{Di} – вращающий момент от массива грунта и наружная нагрузка над i -м полотном, кН/м.

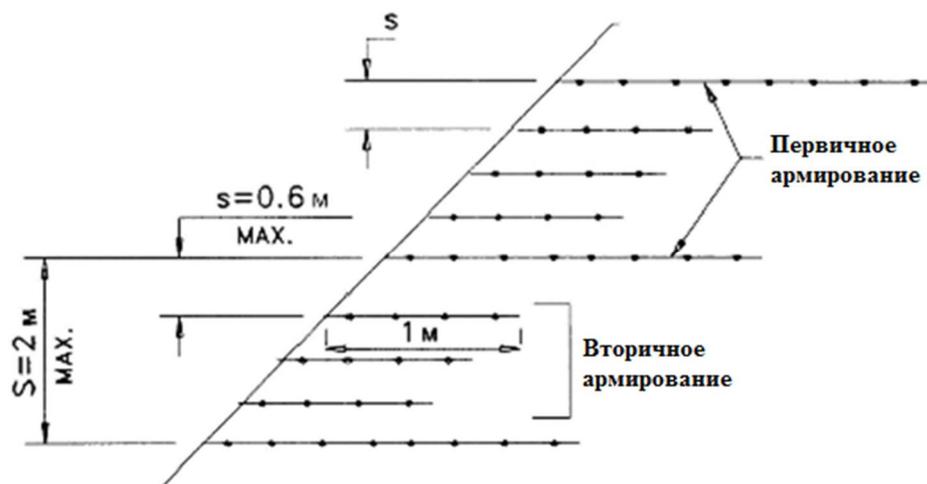


Рис. 4. Схема заделки полотен вторичного армирования между полотнами первичного армирования

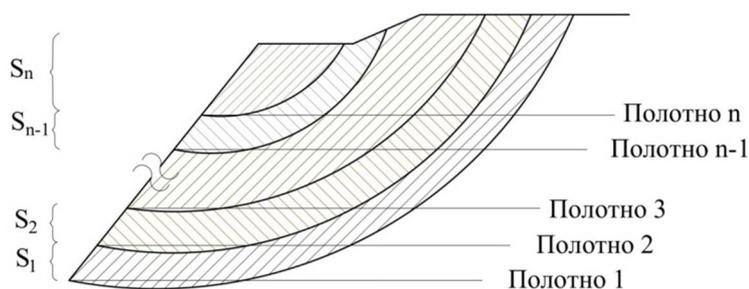


Рис. 5. Схема последовательности расчета запаса устойчивости отдельных полотен первичного армирования

При невыполнении условия (12) нужно выбрать более прочный геосинтетик или уменьшить расстояние между армирующими полотнами по вертикали (вертикальный интервал армирования S_j на j -м уровне устанавливается по рис. 5).

Величина анкеровки армирующих полотен геосинтетиков определяется из условия их вытягивания из тела откоса по формуле:

$$L_{ei} \geq \frac{T_{Di} \cdot [K_R]}{2 \cdot (c_a + s_{vi} \cdot \tan \delta)} = \frac{T_{Di} \cdot [K_R]}{2 \cdot a \cdot (c + s_{vi} \cdot \tan \varphi_1)}, \quad (13)$$

где L_{ei} – необходимая длина анкеровки i -го полотна, м (минимальная величина L_{ei} должна быть 1м);

T_{Di} – расчетная прочность на растяжение i -го полотна, кН /м;

c_a и c – адгезия грунта к геосинтетику и сцепление грунта соответственно (при расчете на долговременную устойчивость армированного откоса значение c_a и c приравнивают к нулю);

δ – угол трения между грунтом и геосинтетиком, град.;

φ_1 – угол внутреннего трения грунта, град.;

a – коэффициент взаимодействия грунта с геосинтетиком в соответствии с таблицей;

s_{vi} – эффективное вертикальное давление на уровне i -го полотна определяют по формуле:

$$s_{vi} = s_q + g_{ci} \cdot H_{ci} + g_{vi} \cdot H_{вкпi} - g_w \cdot H_{пгвi}, \quad (14)$$

где s_q – давление от внешней нагрузки, кН/м^2 ;

g_{ci} , g_{vi} и g_w – удельный вес грунта над зоной капиллярного поднятия и в пределах высоты капиллярного поднятия (ВКП) и удельный вес воды, кН/м^3 , соответственно;

H_{ci} , $H_{ВКП}$ и $H_{РГВ}$ – мощности слоев грунта над ВКП, в пределах уровня грунтовых вод (РГВ), м, соответственно.

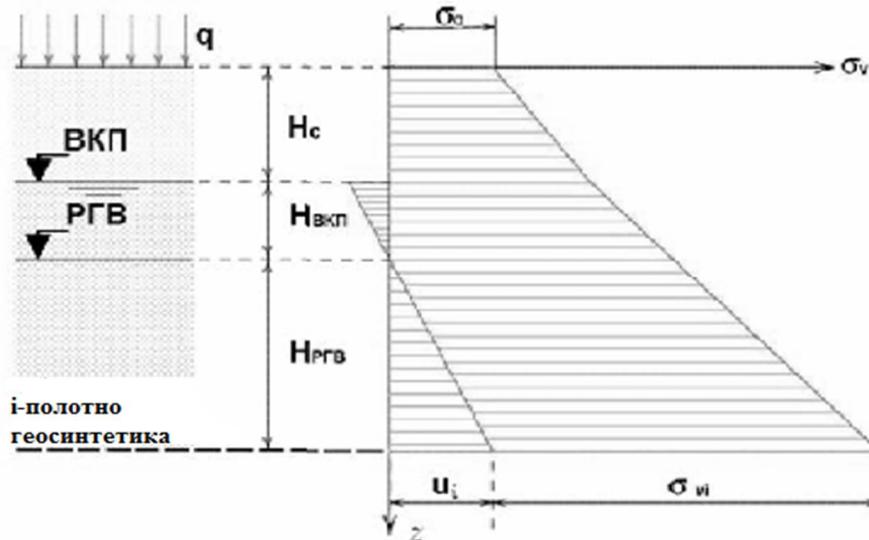


Рис. 6. Схема для определения эффективного вертикального давления на уровне i -го слоя полотна геосинтетика:
ВКП – высота капиллярного поднятия; РГВ – уровень грунтовых вод

Для повышения сил трения между геосинтетиками и грунтом насыпи следует обсыпать полотна геосинтетических материалов крупнозернистым материалом и крепить с помощью нагелей [20].

Нижние армирующие полотна геосинтетических материалов требуется укладывать за линию потенциального обрушения. Дополнительное увеличение длины нижних слоев армирующих полотен геосинтетических материалов способствует повышению устойчивости против обрушения по слоям подстилающего откос основания.

Общую величину армирования для каждого слоя полотна геосинтетических материалов рассчитывают по формуле:

$$L_{r1} = L_{ei} + L_{di} + L_{Sv} + L_{oi} \quad (15)$$

где L_{r1} – общая длина полотна геосинтетика первичного армирования, м;

L_{ei} – длина анкеровки i -го полотна, м;

L_{di} – ширина зоны обрушения на уровне закладки i -го полотна, м;

L_{Sv} – толщина слоя грунта, на который предполагается заворачивание полотна, м;

L_{oi} – длина заворачивания полотна, м.

Если заворачивание полотен не предвидится, то величины L_{Sv} и L_{oi} принимают равными нулю.

Для упрощения процесса укладки армирующих полотен геосинтетиков в конструкции получены величины армирования L_r .

Рассмотрим расчет внешней устойчивости армированного откоса. Для обеспечения устойчивости армированного откоса против проскальзывания по основанию должно выполняться условие (16):

$$(W + P_a \cdot \sin j_b) \cdot \tan j_{\min} \geq K_R \cdot P_a \cdot \cos j_b \quad (16)$$

$$\text{где } W = 0,5 \cdot L^2 g_r \cdot \tan b, \text{ при } L \leq H, \quad (17)$$

$$W = \left(L \cdot H^2 - \frac{H \cdot g_r}{2 - \tan b} \right); \quad (18)$$

P_a – активное давление грунта, кН/м

$$P_a = 0,5 \cdot g_b \cdot H^2 \cdot K_a; \quad (19)$$

j_b – угол внутреннего трения грунта вне армированной части, град.;

j_{\min} – минимальный угол внутреннего трения (между грунтом и геосинтетиком или в грунте основания), град.;

L – длина полотна геосинтетика первичного армирования в основании откоса и на всех уровнях, где изменяется длина армирования, м;

H и b – высота, м, и угол заложения откоса, град., соответственно;

g_r и g_b – удельный вес грунта армированной и неармированной частей насыпи, кН /м³, соответственно;

K_a – коэффициент активного бокового давления.

Примечание: если геотекстильный фильтр или геокompозитный дренаж вкладывают вне армирующей части для создания внутреннего дренажа, то j_b принимают равным углу трения между выбранным геосинтетиком и грунтом засыпки.

Если условие по формуле (16) не выполняется, то нужно увеличить длину армирующих полотен L .

Общую устойчивость откоса против обрушения определяют по методу круглоцилиндрической поверхности скольжения – расчетом устойчивости насыпи против сдвига с вращением, а оценку несущей способности основания – расчетом устойчивости основания зон пластического течения.

Расчет комбинированной потери устойчивости выполняют в соответствии с расчетом внешней устойчивости армированного откоса, проверяя выполнение условия по формуле (16) для различных уровней закладки армирующих полотен геосинтетиков.

Соответствие второй группе предельным состояниям оценивают по величине вертикальной осадки основания под армированным откосом, которую рассчитывают по традиционной методике без учета наличия армирующего материала. Горизонтальное смещение армированной части откоса не должно выходить за пределы от 0,1% до 0,3% высоты откоса. Ползучесть армирующего геосинтетика в откосе за период эксплуатации не должна превышать максимально допустимую относительную деформацию геосинтетика [21].

Определим номинальную прочность армирующего геосинтетика. Величину расчетного усилия первичного армирования откоса (T_r) принимают как наибольшее значение из расчетов на внутреннюю, внешнюю и комбинированную устойчивость. Необходимая расчетная прочность геосинтетика для армирования откоса должна удовлетворять условию:

$$T_d \geq T_r, \quad (20)$$

где T_d – расчетная прочность геосинтетика для первичного армирования, кН /м;

T_r – расчетное усилие, которое должно передаваться геосинтетичному армирующему полотну, кН /м.

Требуемая номинальная долговременная прочность геосинтетика, $T_{\text{ном}}$, должна удовлетворять условию:

$$T_{ном} \geq T_d \cdot g_m \cdot g_n. \quad (21)$$

Расчетную длину анкеровки полотен в откосной части насыпи принимают как большую из длин, полученных при расчетах на внутреннюю, внешнюю и комбинированную устойчивость откоса.

Наличие грунтовой воды в теле откоса может снижать способность геосинтетика сопротивляться усилиям вытягивания и приводить к эрозии поверхности откоса. Внутренний дренаж, как правило, устраивают за армированной частью откоса. Расстояние между водовыпусками зависит от геометрии объекта и интенсивности подтекания воды. При пространственной ориентации дренажа следует принимать во внимание, что потенциальная площадь обрушения откоса может проходить по контакту "грунт - геосинтетик дренажа", в котором величина сцепления и угол внутреннего трения могут быть снижены. Геотекстиль первичного и вторичного армирования должны иметь водопроницаемость большую, чем грунт, которым засыпают армированную часть для предотвращения накопления воды над геотекстилем вследствие инфильтрации атмосферных осадков.

Выводы. При устройстве грунтовых сооружений в наше время наиболее перспективной является технология их армирования геосинтетическими материалами.

Изучение технологических основ устойчивости откосов показало, что наиболее значимыми факторами, определяющими ее показатели, являются: число армированных слоев, тип армирующего материала, величина заведения армирующего полотна за кривую скольжения, шаг армирования.

Разработанная экспериментальная модель технологического процесса устройства армированных откосов позволила исследовать характер влияния технологических факторов на деформации армированных откосов. Представленная в работе методика позволила изучить влияние технологических факторов на показатели устойчивости армированных откосов.

Источник финансирования: собственные средства авторов.

Библиографический список

1. Подольский Вл.П., Глагольев А.В. Технология и организация строительства автомобильных дорог. – М.: Изд-во «Академия», 2014. – 432 с.
2. Горельшев Н.В. Технология и организация строительства автомобильных дорог. – М.: Изд-во Транспорт, 1992. – 551 с.
3. Бочин В.А. Строительство автомобильных дорог: справочник инженера-дорожника. – М.: Изд-во Транспорт, 1980. – 512 с.
4. Некрасов В.К. Строительство автомобильных дорог: в 2-х т. – М.: Изд-во Транспорт, 1980. – 416 с.
5. Региональный анализ промышленности геосинтетических материалов / А.Г. Вендило, Г.К. Мухамеджанов, Н.Е. Ковалева, А.М. Бессарабов, Т.И. Степанова, О.С. Соловьева, А.В. Квасюк, М.Ю. Гафитулин, О.В. Стоянов, Г.Е. Заиков // Вестник Казанского технологического университета. – 2013. – Т. 16. – № 18. – С. 304-308.
6. Донин С. Что тормозит развитие рынка дорожной геосинтетики // Всероссийский отраслевой интернет-журнал Строительство.ru [Электронный ресурс]. URL: <http://rcmm.ru/stroitelnye-materialy/22462-chto-tormozit-razvitie-rynka-dorozhnoy-geosintetiki.html> (дата обращения 06.03.2023)

7. Рекомендации по назначению параметров противозерозионной защиты из геосинтетических материалов. – СПб.: Изд-во Строй-Импульс, 2016. – 43 с.
8. Львович Ю.М. Геосинтетические и геопластиковые материалы в дорожном строительстве // Обзорная информация. – 2002. – № 7. – С. 4-5.
9. Проблемы оценки качества и стандартизации геосинтетических материалов в дорожном строительстве / С.В. Федосов, П.И. Пospelов, Т.О. Гойс, Н.А. Грузинцева, А.Ю. Матрохин, Б.Н. Гусев // Academia. Архитектура и строительство. – 2016. – № 1. – С. 101-106.
10. Фанин Е.Ю. Допуски и ошибки применения геосинтетических материалов в дорожном строительстве // Пути улучшения качества автомобильных дорог: сб. ст. – Самара, 2015. – С. 196-199.
11. Корольков Р.А. Обоснование количества геосинтетических прослоек для армирования откосов насыпей автомобильных дорог // Вестник Донецкой академии автомобильного транспорта. – 2013. – № 3. – С. 96-100.
12. Проект организации и производства работ по строительству земляного полотна: учебное пособие [Электронный ресурс] / В.П. Подольский, А.А. Быкова, Я.А. Быкова, А.Д. Чудайкин. – Воронеж: ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет», 2023. – 153 с.
13. Jones C.J.F.P., Lamont-Black J., Glendinning S. Electrokinetic geosynthetics in hydraulic applications // Elsevier Science Publishing Company, Inc. Geotextiles and Geomembranes. – Vol. 29. – Issue 4. – P. 381–390.
14. Fourie A.B., Jones C.J.F.P. Improved estimates of power consumption during dewatering of mine tailings using electrokinetic geosynthetics (ekgs). – Elsevier Science Publishing Company, Inc. 2010. – Т. 28. – № 2. – P. 181-190.
15. Грузинцева Н.А., Гусев Б.Н. Разработка методики оценки качества геосинтетических материалов // Современные инструментальные системы, информационные технологии и инновации: сб. науч. тр. XII Междунар. науч.-практ. конф. – Курск, 2015. – С. 368-370.
16. Павлова Л.В. Совершенствование качества автомобильных дорог с применением геосинтетических материалов // Пути улучшения качества автомобильных дорог: сб. ст. – Самара, 2015. – С. 168-176.
17. Пономарев А.Б., Клевко В.И. Анализ изменения прочностных характеристик геосинтетических материалов в процессе эксплуатации // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. – 2014. – № 3 (35). – С. 11-16.
18. Дормидонтова Т. В., Гареева Л. Х. Функциональные особенности геосинтетических материалов в слоях дорожной одежды // Пути улучшения качества автомобильных дорог: сб. ст. – Самара, 2015. – С. 63-67.
19. Инновационные геосинтетические материалы [Электронный ресурс]. URL: <http://www.geonovation.ru> (дата обращения 07.03.2023).
20. Кисляков К.А., Кисляков М.А., Симаков Н.К. Классификация геосинтетических материалов и области их применения в дорожном строительстве // Выставка инноваций – 2016: сб. материалов XXI Республиканской выставки-сессии студенческих инновационных проектов. Ижевск, 2016. – С. 53-62.
21. Татьянников Д.А. Изучение механических характеристик геосинтетических материалов для определения реальной несущей способности армированных фундаментных подушек // Вестник гражданских инженеров. – 2015. – № 6 (53). – С. 121-127.

References

1. Podolsky V.P., Glagol'ev A.V. Technology and organization of road construction. M.: Publishing House Academy, 2014. 432 p.
2. Gorelyshev N.V. Technology and organization of road construction. M.: Publishing House Transport, 1992. 551 p.
3. Bochin V.A. Construction of highways: a handbook of a road engineer. M.: Publishing House Transport, 1980. 512 p.
4. Nekrasov V.K. Construction of highways: in 2 vols. M.: Publishing House Transport, 1980. 416 p.
5. Vendilo A.G., Mukhamedzhanov G.K., Kovaleva N.E., Bessarabov A.M., Stepanova T.I., Solovieva O.S., Kvasyuk A.V., Gafitulin M.Yu., Stoyanov O.V., Zaikov G.E. Regional analysis of the industry of geosynthetic materials. Bulletin of Kazan Technological University. Vol. 16. No. 18. 2013. Pp. 304-308.
6. Donin S. What hinders the development of the market for road geosynthetics. Russian Branch Online Journal Construction.ru [Electronic resource]. URL: <http://rcmm.ru/stroitelnye-materialy/22462-cto-tormozit-razvitie-rynka-dorozhnoy-geosintetiki.html> (accessed 03/06/2023)
7. Recommendations for the appointment of parameters of anti-erosion protection from geosynthetic materials. St. Petersburg: Sroy-Impulse Publishing House, 2016. 43 p.
8. Lvovich Yu.M. Geosynthetic and geoplastic materials in road construction. Survey Information. No. 7. 2002. Pp. 4-5.
9. Fedosov S.V., Pospelov P.I., Gois T.O., Gruzintseva N.A., Matrokhin A.Yu., Gusev B.N. Problems of assessing the quality and standardization of geosynthetic materials in road construction. Academia. Architecture and Construction. No. 1. 2016. P. 101-106.
10. Fanin E.Yu. Tolerances and errors in the use of geosynthetic materials in road construction. Ways to improve the quality of highways: Sat. Art. Samara, 2015. Pp. 196-199.
11. Korolkov R.A. Substantiation of the number of geosynthetic layers for reinforcing the slopes of embankments of highways. Bulletin of the Donetsk Academy of Automobile Transport. No. 3. 2013. Pp. 96-100.
12. Podolsky V.P., Bykova A.A., Bykova Ya.A., Chudaikin A.D. Project for the organization and production of work on the construction of a subgrade: a textbook [Electronic resource]. Voronezh: Voronezh State Technical University, 2023. 153 p.
13. Jones C.J.F.P., Lamont-Black J., Glendinning S. Electrokinetic geosynthetics in hydraulic applications. Elsevier Science Publishing Company, Inc. Geotextiles and Geomembranes. Vol. 29. Issue 4. Pp. 381-390.
14. Fourie A.B., Jones C.J.F.P. Improved estimates of power consumption during dewatering of mine tailings using electrokinetic geosynthetics (ekgs). Elsevier Science Publishing Company, Inc. Vol. 28. No. 2. 2010. Pp. 181-190.
15. Gruzintseva N.A., Gusev B.N. Development of a methodology for assessing the quality of geosynthetic materials. Modern Instrumental Systems, Information Technologies and Innovations: Coll. Scientific Tr. XII Intern. Scientific and Practical. Conf. Kursk. 2015. Pp. 368-370.
16. Pavlova L.V. Improving the quality of highways with the use of geosynthetic materials. Ways to Improve the Quality of Highways: Sat. Art. Samara, 2015. Pp. 168-176.
17. Ponomarev A.B., Kleveko V.I. Analysis of changes in the strength characteristics of geosynthetic materials during operation. Scientific Bulletin of the Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering. No. 3(35). 2014. Pp. 11-16.

18. Dormidontova T. V., Gareeva L. Kh. Functional features of geosynthetic materials in layers of pavement. Ways to Improve the Quality of Highways: Collection of Articles. Art. Samara, 2015. Pp. 63-67.
19. Innovative geosynthetic materials [Electronic resource]. URL: <http://www.geonovation.ru> (accessed 07.03.2023).
20. Kislyakov K.A., Kislyakov M.A., Simakov N.K. Classification of geosynthetic materials and areas of their application in road construction. Exhibition of Innovations 2016: Coll. Materials of the XXI Republican Exhibition-Session of Student Innovation Projects. Izhevsk, 2016. Pp. 53-62.
21. Tatyannikov D.A. Study of the mechanical characteristics of geosynthetic materials to determine the real bearing capacity of reinforced foundation pads. Bulletin of Civil Engineers. No. 6(53). 2015. Pp. 121-127.

APPLICATION OF GEOSYNTHETIC MATERIALS FOR REINFORCEMENT AND STABILIZATION OF HIGHWAY SLOPES

A. D. Chudaykin ¹, D. S. Andreev ²

Voronezh State Technical University^{1,2}
Voronezh, Russia

¹Assistant Professor of the Department of Construction and Operation of Highways, Tel.: +7(906)5900535, e-mail: a.chudaykin777@mail.ru

²Postgraduate Student of the Department of Construction and Operation of Highways, e-mail: daniel.andreev.94@mail.ru

This article discusses the relevance of applying the technology of reinforcing soil structures with geosynthetic materials. The most significant factors that determine the technological foundations of slope stability have been identified. An experimental model of the technological process for constructing reinforced slopes has been developed, and the influence of technological factors on their stability indicators has been studied.

Keywords: geosynthetic materials, geogrids, reinforcement, stabilization.

DOI 10.36622/VSTU.2023.37.2.014

УДК 624.046.5: 69.059.2: 699.88

ПРИМЕНЕНИЕ НЕЛИНЕЙНО-ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ ДЛЯ ОЦЕНКИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОБЪЕМНО-БЛОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ЦЕНТРАЛЬНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

А. С. Саражинский¹, С. В. Ефрюшин², М. Г. Ордян³

Воронежский государственный технический университет^{1,2,3}
Россия, г. Воронеж

¹Аспирант кафедры строительной механики, тел.: +7(904)211-40-22, e-mail: sarazhinskijandrew@gmail.com

²Канд. техн. наук, доцент кафедры строительной механики, тел.: +7(910)341-52-66,
e-mail: ooo.stroynauka@mail.ru

³Канд. физ.-мат. наук, доцент кафедры строительной механики, тел.: +7(473)271-52-30,
e-mail: omg84@mail.ru

Рассмотрена нелинейно-деформационная модель напряженно-деформированного состояния объемно-блочных конструкций с центральным армированием. Использование нелинейно-деформационной модели позволяет адекватно оценивать несущую способность при проектировании объемно-блочных железобетонных конструкций.

В работе приводятся пример и рекомендации по применению нелинейно-деформационной модели объемно-блочных конструкций с центральным армированием. Опыт проделанных расчетов может быть использован при проектировании объемно-блочных зданий.

Ключевые слова: нелинейно-деформационная модель, объемно-блочные конструкции с центральным армированием, ПК «Лира-САПР».

Объемно-блочная технология строительства основывается на изготовлении отдельных частей (модулей) здания в заводских условиях, их последующей транспортировки на строительную площадку и монтаж. Основным требованием, предъявляемым к объемно-блочным конструкциям, является минимальная масса. Крупные габариты объемных блоков обязывают применять небольшие поперечные сечения стен. Использование двухслойного армирования в таких сечениях с соблюдением норм проектирования не предоставляется возможным (не обеспечивается минимальный защитный слой арматуры и минимальное расстояние между стержнями арматуры). Объемные блоки производства ООО «Выбор-ОБД» представляют собой цельно-монолитную конструкцию типа «колпак», а именно призматическую оболочку, имеющую пять граней – четыре стены и потолок. Стены и перекрытия – плоские, толщиной 100 и 160 мм соответственно. Армирование стен объемных блоков выполняется посредством стальных сварных сеток и отдельных арматурных элементов, расположенных в середине поперечного сечения. Проверка прочности стен с центральным армированием имеет свои особенности.

В соответствии с п. 8.1.15 СП 63.13330.2018 [1] при расчете внецентренно сжатых конструкций следует учитывать влияние продольного изгиба на несущую способность элементов.

В соответствии с п. 5.26 пособия по проектированию жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85) [2] при проверке прочности элементов стен следует учитывать случайные эксцентриситеты, зависящие от геометрии стены, а также от типа стыка стена-плита (платформенный, контактный и т.д.).

Реализованный в программном комплексе «Ли́ра-СА́ПР» алгоритм подбора арматуры в пластинчатых элементах не учитывает требования вышеуказанных пунктов, а также при расчете арматуры привязка центров тяжести стержней к грани элемента не может превышать 1/3 высоты его поперечного сечения. Следовательно, проверить прочность стен с центральным армированием не предоставляется возможным в программном комплексе «Ли́ра-СА́ПР».

Проверка прочности стен объемных блоков с центральным армированием на действие расчетных нагрузок выполняется согласно следующим условиям СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции» [1]:

Проверку прочности в плоскости стены объемного блока производят согласно условиям, основанным на обобщенных уравнениях предельного равновесия (п.8.1.57 [1]):

$$(N_{x,ult} - N_x)(N_{y,ult} - N_y) - N_{xy}^2 \geq 0;$$

$$N_{xy,ult} \geq N_{xy},$$

где N_x , N_y и N_{xy} – нормальные и сдвигающие силы, действующие в стене объемного блока (рис. 1);

$N_{x,ult}$, $N_{y,ult}$ и $N_{xy,ult}$ – предельные нормальные и сдвигающие силы, воспринимаемые стеной объемного блока.

Предельные сдвигающие силы определяются:

$$N_{bxy,ult} = 0.3R_b A_b \text{ (по бетону);}$$

$$N_{sxy,ult} = 0.5R_s(A_{sx} + A_{sy}) \text{ (по арматуре),}$$

где R_b – расчетное сопротивление бетона;

A_b – рабочая площадь поперечного сечения бетона;

R_s – расчетное сопротивление стали;

A_{sx} и A_{sy} – площадь сечения арматуры в направлении осей X и Y.

Прочность стен объемных блоков из плоскости проверена согласно условиям, основанным на обобщенных уравнениях предельного равновесия (п.8.1.54 [1]):

$$(M_{x,ult} - M_x)(M_{y,ult} - M_y) - M_{xy}^2 \geq 0;$$

$$M_{xy,ult} \geq M_{xy},$$

где M_x , M_y и M_{xy} – изгибающие и крутящие моменты, действующие в стене объемного блока (рис. 1);

$M_{x,ult}$, $M_{y,ult}$ и $M_{xy,ult}$ – предельные изгибающие и крутящие моменты, воспринимаемые стеной объемного блока.

Значения предельных крутящих моментов определяются:

$$M_{bxy,ult} = 0.1R_b b^2 h \text{ (по бетону);}$$

$$M_{sxy,ult} = 0.5R_s(A_{sx} + A_{sy})h_0 \text{ (по арматуре),}$$

где R_b – расчетное сопротивление бетона;

b и h – меньший и больший размеры поперечного сечения стены объемного блока;

R_s – расчетное сопротивление стали;

A_{sx} и A_{sy} – площади сечения продольной арматуры в направлении осей X и Y;

h_0 – рабочая высота поперечного сечения стены.

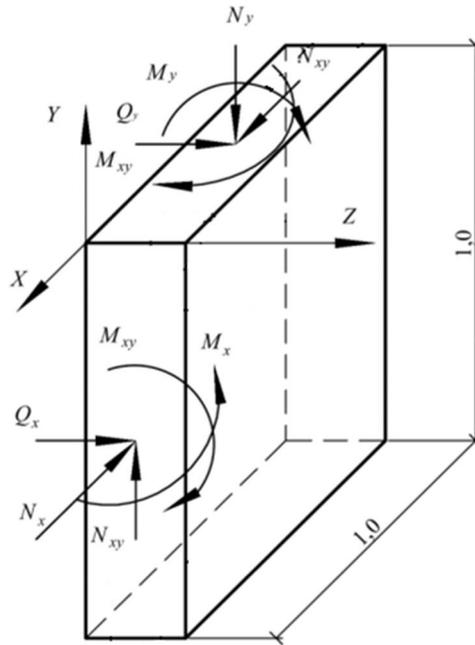


Рис. 1. Схема усилий, действующих на выделенный плоский элемент единичной ширины стены

При этом $N_{x,ult}$ и $N_{y,ult}$ определяются по графикам несущей способности элементов в зависимости от их фактического однослойного армирования при известной величине изгибающего момента в сечении M_x и M_y соответственно, а $M_{x,ult}$ и $M_{y,ult}$ – при известной величине продольного усилия в сечении N_x и N_y соответственно.

Графики несущей способности при центральном армировании получены на основе нелинейной деформационной модели [3], [4], [5]. Учет физической нелинейности материалов производится с помощью математического описания диаграмм деформирования бетона и арматуры. В качестве диаграмм деформирования бетона и арматуры, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, принимают упрощенные двухлинейные диаграммы по типу диаграмм Прандтля.

Напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов описывается с помощью матричного уравнения равновесия с учетом нелинейности:

$$\begin{Bmatrix} M_y \\ N_z \\ Q_y \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} R_{11} & R_{12} & 0 \\ R_{21} & R_{22} & 0 \\ 0 & 0 & R_{33} \end{vmatrix} \times \begin{Bmatrix} k_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

или $\{F\} = [R(\{F\},S)] \times \{U(\{F\},S)\}$,

где $\{F\} = \{M_y, N_z, Q_y\}^T$ – вектор-столбец внешних сил;

$\{U(\{F\},S)\} = \{k_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}\}^T$ – вектор-столбец деформаций;

$[R(\{F\},S)]$ – матрица жесткости нормального сечения.

Элементы матрицы жесткости являются переменными величинами:

R_{11} – изгибная жесткость;

$R_{12} = R_{21}$ – изгибно-осевая жесткость, отражающая взаимное влияние продольной силы и изгибающего момента;

R_{22} – осевая жесткость;

R_{33} – сдвиговая жесткость.

При решении матричного уравнения равновесия используется численное интегрирование напряжений, действующих по элементарным площадкам сечения. Принимается допущение о постоянстве напряжений и относительных деформаций в пределах дискретных участков. Напряжения и относительные деформации в пределах каждого элементарного участка постоянны и равны напряжениям и относительным деформациям на уровне его центра тяжести. Допущение не вносит существенных погрешностей, если размеры дискретных участков не превышают 1/10 размера сечения. Критерием исчерпания прочности конструкции по нормальному сечению принято условие достижения бетоном или растянутой арматурой предельных значений относительных деформаций, установленных СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции» [1]. Если прочность по нормальному сечению обеспечена, то заданным внешним силам $\{M_y, N_z, Q_y\}^T$ и принятым размерам сечения отвечает определенный вектор деформаций $\{k_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}\}^T$. Если прочность по нормальному сечению не обеспечена, то заданные внешние силы $\{M_y, N_z, Q_y\}^T$ вызывают неограниченный рост деформаций – разрушение.

Для сечения стен объемных блоков с центральным армированием на основе нелинейной деформационной модели были получены графики несущей способности в зависимости от армирования стены. Рассматриваются классы бетона В20 и В30 с арматурой класса А500С с шагом стержней 200 мм (рис. 2, рис. 3).

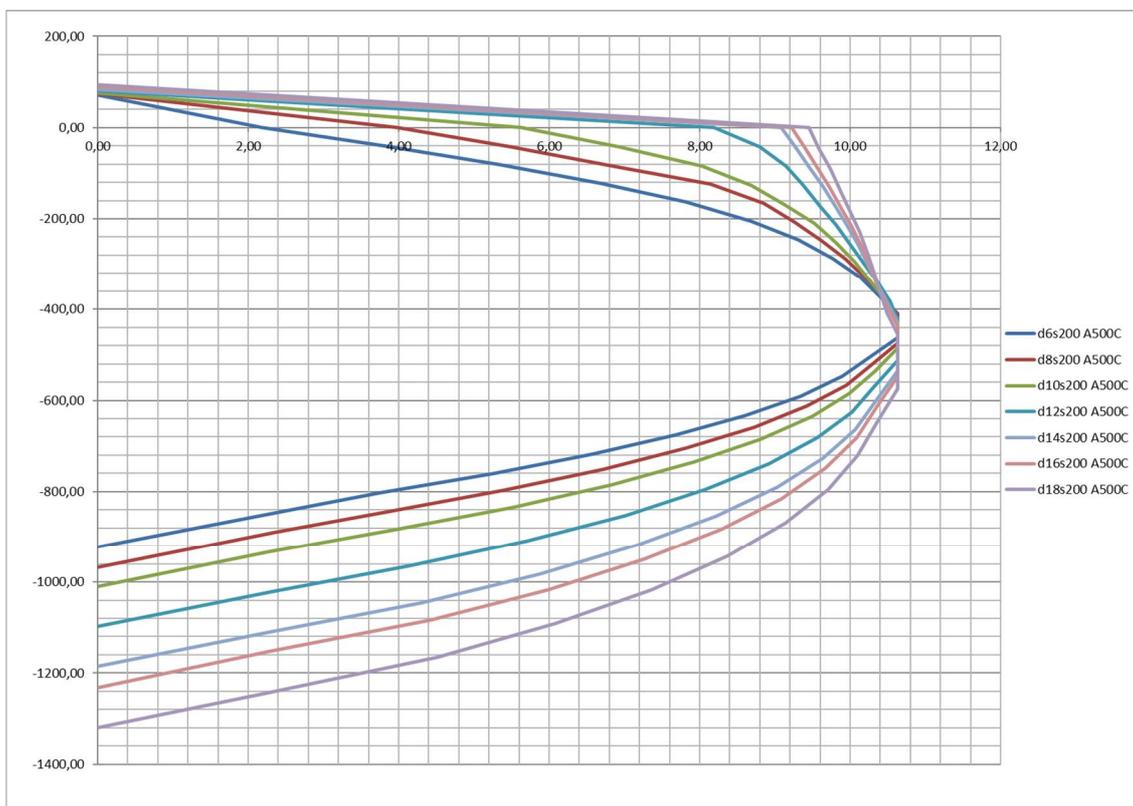


Рис. 2. Графики несущей способности стен объемных блоков с центральным армированием. Класс бетона В20. Вертикальная ось – продольная сила, кН. Горизонтальная ось – изгибающий момент, кН*м

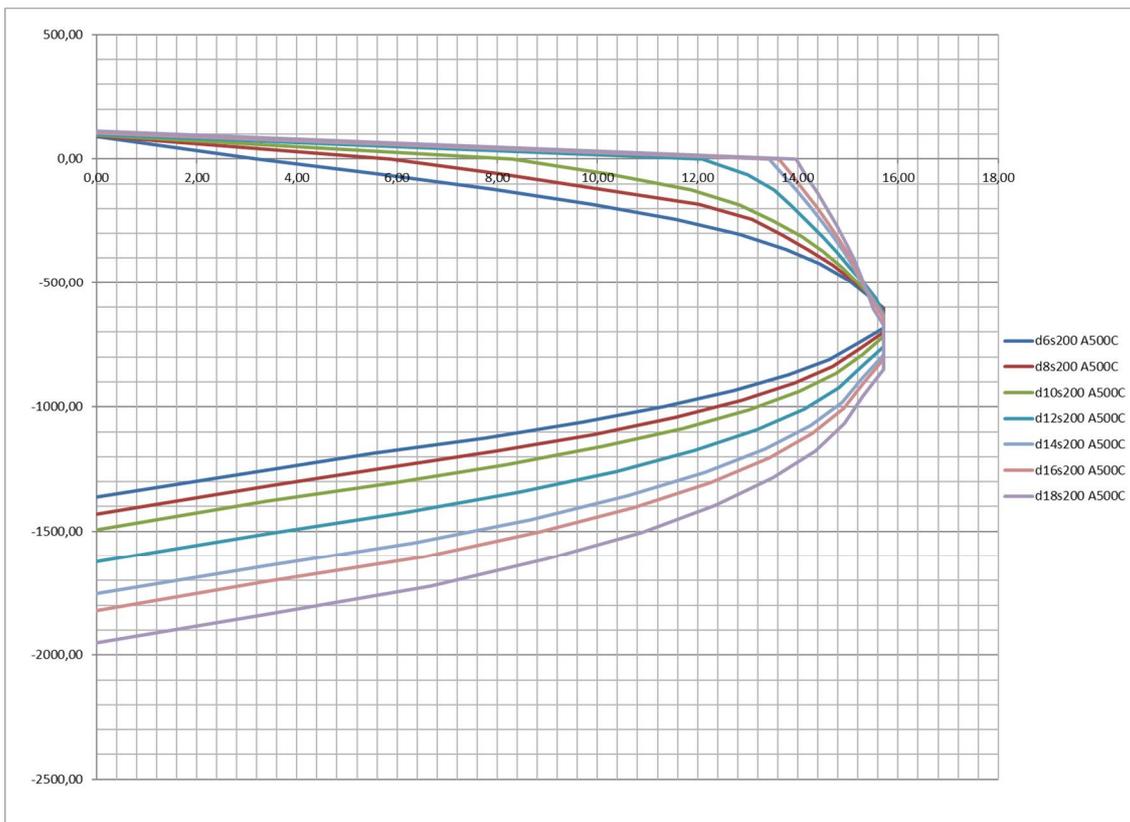


Рис. 3. Графики несущей способности стен объемных блоков с центральным армированием. Класс бетона В30. Вертикальная ось – продольная сила, кН. Горизонтальная ось – изгибающий момент, кН*м

Усилия N_x , N_y , N_{xy} , M_x , M_y , M_{xy} в стенах объемных блоков получены с расчетной модели 17-ти этажного жилого дома с техническим подпольем и чердаком, посчитанной в программном комплексе «Лира-САПР», реализуемый метод расчета – метод конечных элементов [6]. Усилия получены от расчетного сочетания нагрузок согласно СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» [7] – постоянные и временные нагрузки, снеговая нагрузка, ветровая нагрузка с учетом пульсационной составляющей.

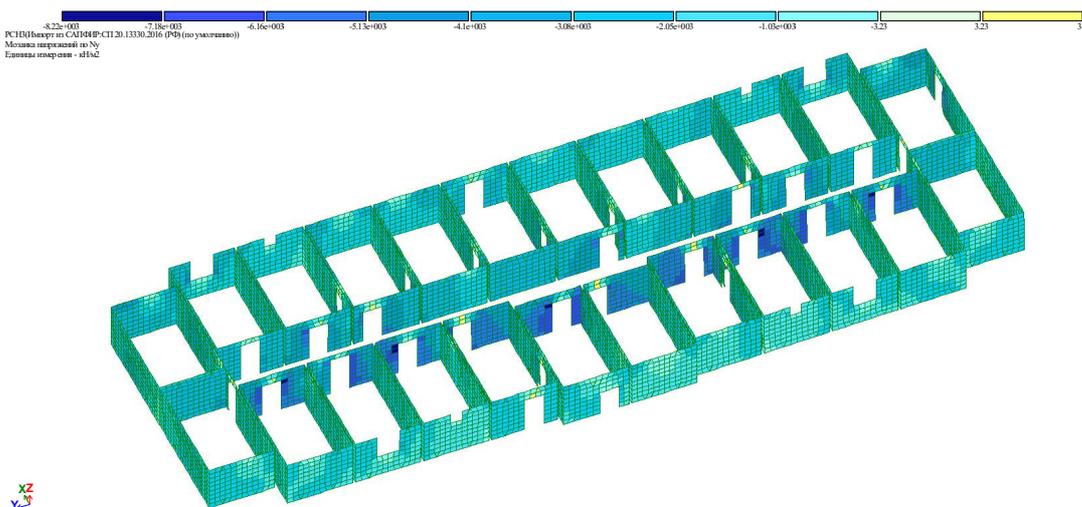


Рис. 4. Усилия N_y в стенах объемных блоков технического подполья, кН/м²

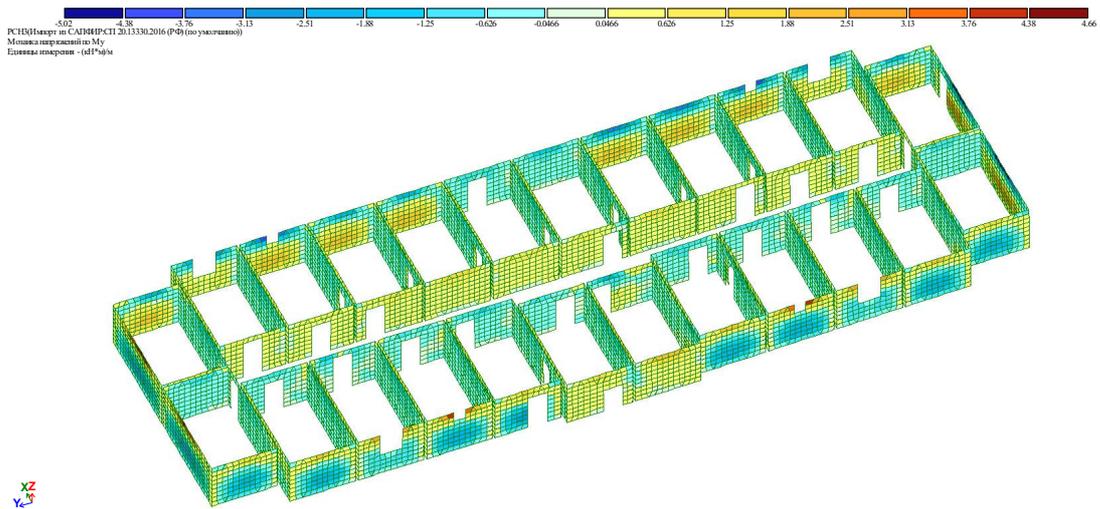


Рис. 5. Усилие M_y в стенах объемных блоков технического подполья, кН*м/м

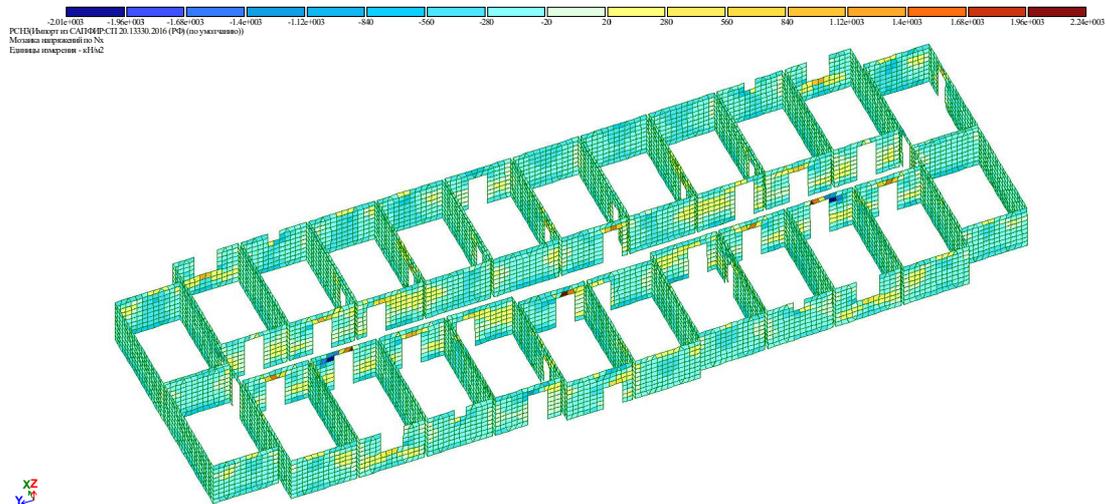


Рис. 6. Усилие N_x в стенах объемных блоков технического подполья, кН/м²

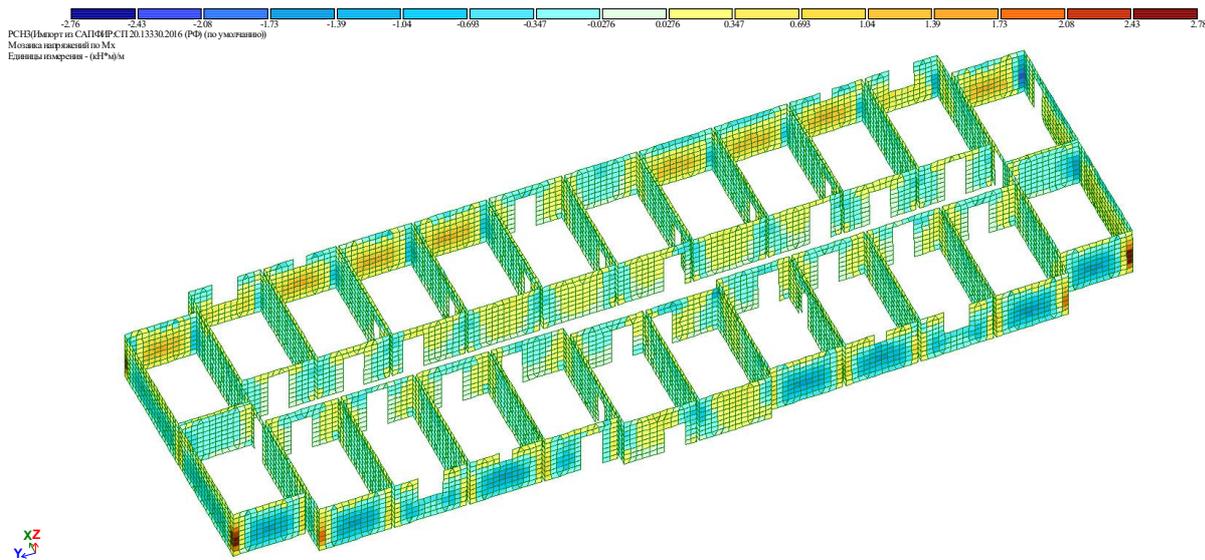


Рис. 7. Усилие M_x в стенах объемных блоков технического подполья, кН*м/м

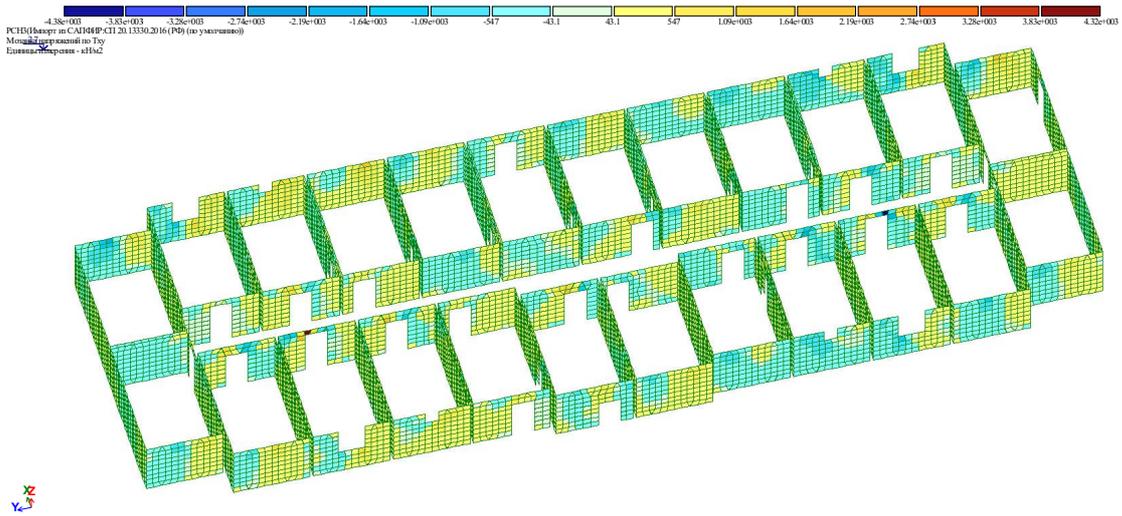


Рис. 8. Усилие N_{xy} в стенах объемных блоков технического подполья, kH/m^2

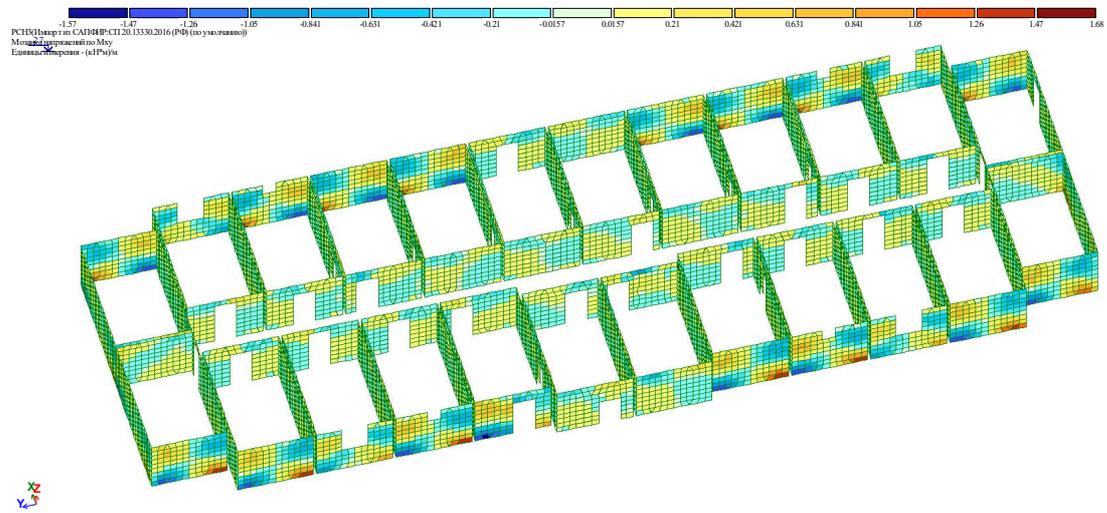


Рис. 9. Усилие M_{xy} в стенах объемных блоков технического подполья, $\text{kH}^*\text{m/m}$

Проверку прочности стен объемных блоков с центральным армированием на действие расчетных нагрузок выполним на примере стены объемного блока с максимальным усилием N_y (рис. 10), которое является определяющим для вертикальных несущих элементов.

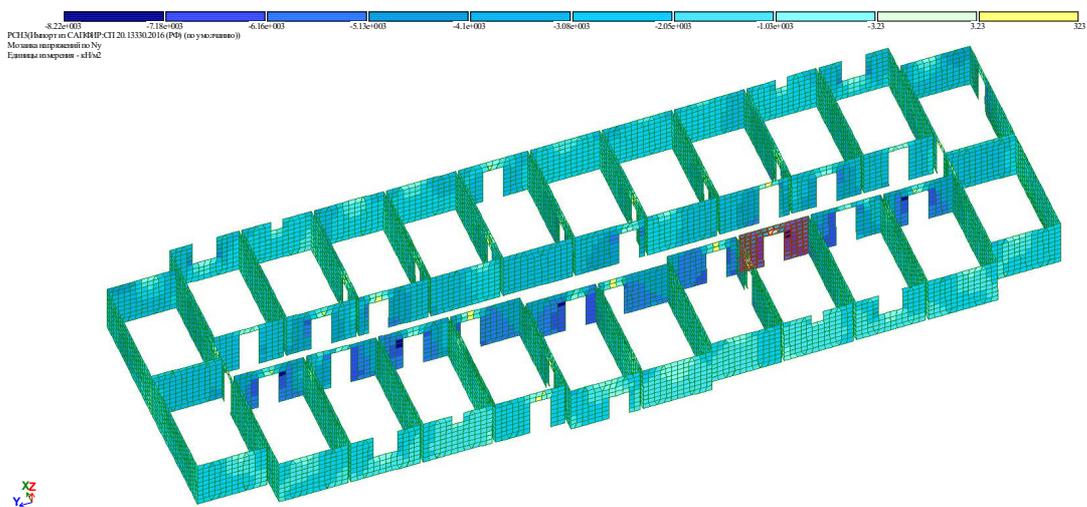


Рис. 10. Стена объемного блока с максимальным усилием N_y , kH/m^2

Усилия N_x , N_y , N_{xy} , M_x , M_y , M_{xy} в стене объемного блока (рис. 10)

Элемент	N_x , кН	M_{xy} , кН*м	N_x , кН	M_x , кН*м	N_y , кН	M_y , кН*м	η	$M_y(N_y)$, кН*м
12493	7,48	0,25	7,81	-0,62	-435,52	-0,62	0,72	-3,12
12496	19,02	0,09	29,08	-0,24	32,29	-0,24	1,03	0,33
12501	-109,82	-0,16	19,10	-0,79	-467,67	-0,79	0,70	-3,28
12458	11,66	-0,07	-36,35	-0,16	-511,55	-0,16	0,68	-3,49
12459	13,87	0,02	-70,70	-0,06	-534,26	-0,06	0,67	-3,60
12460	-16,49	-0,11	-3,90	-0,13	-477,34	-0,13	0,70	-3,33
12461	-3,26	-0,05	-72,96	-0,03	-573,98	-0,03	0,66	-3,78
12462	2,28	-0,08	-17,06	-0,08	-539,43	-0,08	0,67	-3,62
12463	-19,63	-0,01	0,79	0,04	-459,43	0,04	0,71	-3,24
12464	-17,29	-0,07	-52,06	-0,01	-612,75	-0,01	0,64	-3,94
12465	6,48	-0,07	-16,33	-0,05	-584,11	-0,05	0,65	-3,82
12466	-1,90	-0,08	1,39	-0,02	-523,47	-0,02	0,68	-3,55
12467	-18,18	0,00	0,77	0,02	-440,22	0,02	0,71	-3,15
12468	9,75	-0,08	-2,89	-0,03	-609,65	-0,03	0,64	-3,93
12469	11,53	-0,09	1,70	-0,04	-575,97	-0,04	0,66	-3,78
12470	-0,97	-0,06	1,42	-0,01	-506,12	-0,01	0,69	-3,47
12471	-18,75	0,00	-0,05	-0,02	-420,25	-0,02	0,72	-3,04
12472	10,92	-0,09	0,48	-0,04	-619,12	-0,04	0,64	-3,97
12473	10,91	-0,08	1,26	-0,04	-567,44	-0,04	0,66	-3,75
12474	-2,75	-0,05	-4,04	-0,05	-489,48	-0,05	0,69	-3,39
12475	-21,30	-0,01	-0,14	-0,07	-406,94	-0,07	0,73	-2,97
12476	9,15	-0,09	0,40	-0,06	-629,32	-0,06	0,64	-4,01
12477	11,04	-0,07	-6,04	-0,09	-558,90	-0,09	0,66	-3,71
12478	-12,76	-0,03	-7,33	-0,12	-472,17	-0,12	0,70	-3,31
12479	-23,33	-0,02	1,83	-0,10	-405,97	-0,10	0,73	-2,97
12480	10,40	-0,07	-3,19	-0,12	-639,14	-0,12	0,63	-4,05
12481	9,29	-0,04	-21,94	-0,18	-542,20	-0,18	0,67	-3,64
12482	-25,77	0,02	-5,02	-0,20	-464,99	-0,20	0,70	-3,27
12483	-24,52	0,11	0,69	-0,23	-421,02	-0,23	0,72	-3,05
12484	21,01	-0,04	-11,94	-0,26	-651,81	-0,26	0,63	-4,10
12485	-15,26	0,04	-18,08	-0,32	-499,73	-0,32	0,69	-3,44
12486	-35,43	0,11	-4,06	-0,35	-458,45	-0,35	0,71	-3,24
12487	-36,95	0,03	-36,48	0,01	-448,94	0,01	0,71	-3,19
12488	51,11	0,04	-29,89	-0,52	-669,83	-0,52	0,62	-4,17
12489	-20,52	0,15	-6,05	-0,45	-493,66	-0,45	0,69	-3,41
12490	-24,52	0,18	-30,19	-0,45	-449,09	-0,45	0,71	-3,19
12491	53,28	0,18	19,95	-0,52	-459,29	-0,52	0,71	-3,24
12492	135,94	0,23	110,95	-0,45	-267,12	-0,45	0,81	-2,15
12494	99,28	0,21	-17,82	-0,84	-310,90	-0,84	0,78	-2,43
12495	40,14	0,10	-36,61	-0,69	-180,07	-0,69	0,86	-1,55
12497	-99,97	-0,13	-53,26	-0,70	-207,52	-0,70	0,84	-1,75
12498	-192,09	-0,22	42,83	-0,42	-359,76	-0,42	0,75	-2,71
12499	-144,48	-0,23	-21,52	-0,86	-387,36	-0,86	0,74	-2,87
12500	-76,23	-0,17	-36,98	-0,51	-557,20	-0,51	0,66	-3,70
12502	-105,59	-0,04	-77,40	-0,51	-820,76	-0,51	0,57	-4,71
12503	2,59	-0,16	-29,93	-0,46	-584,68	-0,46	0,65	-3,82
12504	-22,93	-0,05	-53,35	-0,30	-586,42	-0,30	0,65	-3,83
12505	-58,75	0,04	-42,28	-0,15	-638,85	-0,15	0,63	-4,05
12506	-48,35	0,05	-18,59	-0,24	-761,63	-0,24	0,59	-4,51
12507	13,66	-0,14	-41,49	-0,51	-531,16	-0,51	0,67	-3,59
12508	14,01	-0,14	-22,11	-0,34	-545,85	-0,34	0,67	-3,65
12509	-8,66	-0,02	-24,27	-0,17	-554,19	-0,17	0,67	-3,69
12510	-33,93	0,05	-21,63	-0,07	-563,56	-0,07	0,66	-3,73
12511	-56,35	0,09	-10,77	-0,07	-645,12	-0,07	0,63	-4,07
12512	-30,95	0,09	-5,27	-0,11	-716,12	-0,11	0,61	-4,34
12513	29,43	0,09	-43,34	0,01	-535,39	0,01	0,67	-3,60
12514	6,31	-0,15	-4,66	-0,19	-511,14	-0,19	0,68	-3,49
12515	-8,05	0,02	-4,80	-0,03	-501,12	-0,03	0,69	-3,45
12516	-22,32	0,04	-5,12	0,01	-506,43	0,01	0,69	-3,47
12517	-49,39	0,08	-9,48	-0,03	-582,30	-0,03	0,65	-3,81
12518	-55,33	0,10	1,86	-0,05	-638,85	-0,05	0,63	-4,05
12519	-28,80	0,10	0,56	-0,06	-676,59	-0,06	0,62	-4,19
12520	-32,34	0,05	-1,99	0,02	-522,02	0,02	0,68	-3,54
12521	-52,13	0,09	2,58	-0,02	-596,08	-0,02	0,65	-3,87
12522	-57,47	0,10	3,93	-0,06	-632,04	-0,06	0,64	-4,02
12523	-31,49	0,09	1,09	-0,05	-636,52	-0,05	0,63	-4,04
12524	-34,34	0,04	1,69	0,00	-544,25	0,00	0,67	-3,64
12525	-51,94	0,11	5,67	-0,06	-610,95	-0,06	0,64	-3,93
12526	-54,86	0,07	-15,28	-0,08	-624,03	-0,08	0,64	-3,99
12527	-30,92	0,08	-3,56	-0,05	-595,91	-0,05	0,65	-3,87
12528	-29,70	0,04	3,37	-0,02	-569,35	-0,02	0,66	-3,76
12529	-58,54	0,08	-14,36	-0,15	-627,49	-0,15	0,64	-4,00
12530	-43,59	0,03	-73,37	-0,05	-601,31	-0,05	0,65	-3,89
12531	-4,05	0,06	-46,07	-0,02	-566,38	-0,02	0,66	-3,74
12532	-28,10	0,12	0,86	-0,26	-601,63	-0,26	0,65	-3,89
12533	-69,35	-0,06	-82,77	-0,10	-626,03	-0,10	0,64	-3,99
12534	-57,00	0,01	-49,54	-0,23	-670,38	-0,23	0,62	-4,17
406514	-31,97	-0,06	153,94	-0,26	-34,05	-0,26	0,97	-0,33
408262	-41,76	-0,35	-23,32	-0,63	-524,55	-0,63	0,68	-3,55
409266	54,15	0,16	-0,05	-0,71	-416,52	-0,71	0,73	-3,02

Где элемент – номер конечного элемента (КЭ) стены объемного блока;

$N_x, N_y, N_{xy}, M_x, M_y, M_{xy}$ – усилия в стене объемного блока;

$\eta=1/(1-N/N_{cr})$ – коэффициент, учитывающий продольный изгиб.

При проверке прочности стен объемных блоков принимается, что расчетная длина стен, обусловленная защемлением плит перекрытий, для нижних этажей составляет $l_0=0,85H_0$, стен верхних пяти этажей – $l_0=0,9H_0$. Необходимо учитывать влияние стен перпендикулярного направления согласно п. 5.19 пособия по проектированию жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85) [2]. H_0 – высота этажа в свету (между плитами перекрытий).

Предельные изгибающие моменты, воспринимаемые плоским выделенным элементом стены объемного блока $M_{x,ult}$ и $M_{y,ult}$, определяются по графикам несущей способности элементов в зависимости от их фактического однослойного армирования при известной величине продольного усилия в сечении N_x и N_y соответственно.

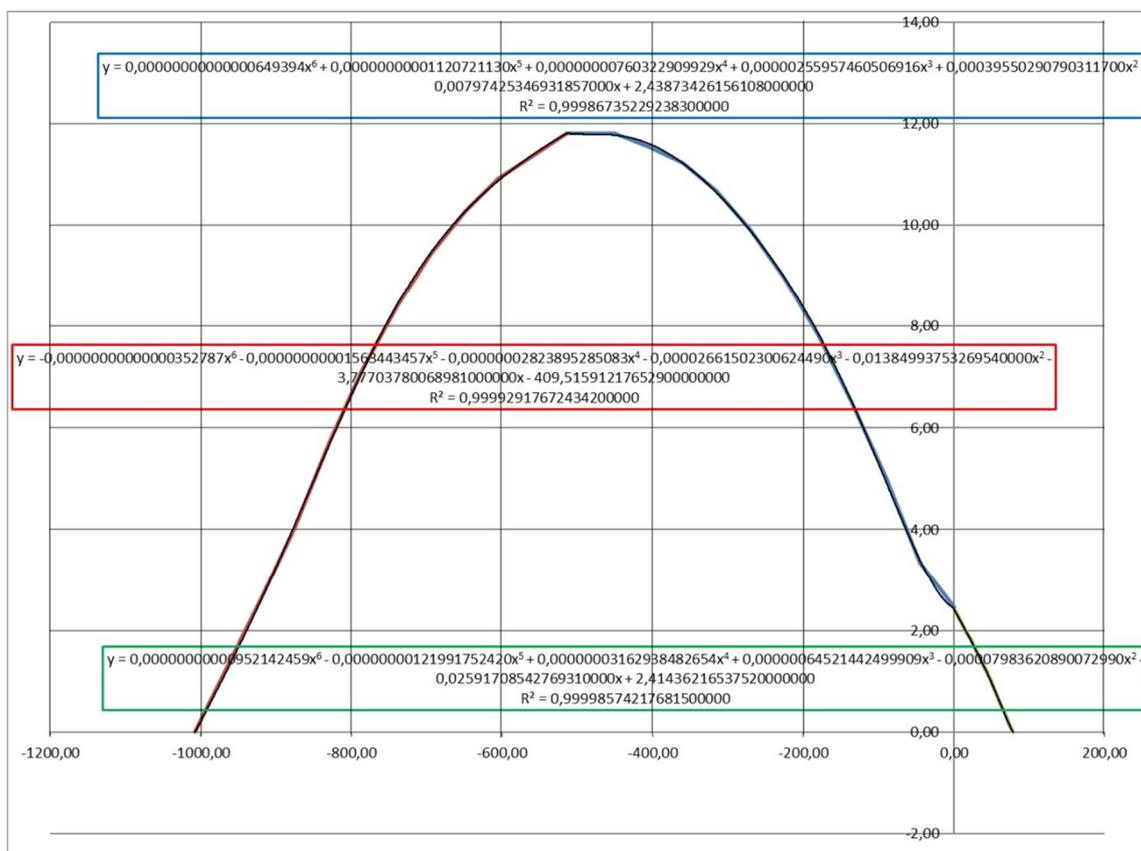


Рис. 11. График несущей способности стен объемных блоков с центральным армированием. Класс бетона В20. Арматура класса А500С диаметром 6 мм с шагом 200 мм. Вертикальная ось – изгибающий момент, кН*м. Горизонтальная ось – продольная сила, кН

График несущей способности стен объемных блоков с центральным армированием разбивается на несколько простых участков и для каждого участка строится линия тренда с отображением уравнения (полиномиальная зависимость 6-й степени).

Предельные изгибающие моменты, воспринимаемые плоским выделенным элементом стены объемного блока $M_{x,ult}$ и $M_{y,ult}$, находим, подставляя в формульную зависимость $M(N)$ известную величину продольного усилия в сечении N_x и N_y соответственно.

Предельные нормальные силы, воспринимаемые плоским выделенным элементом стены объемного блока $N_{x,ult}$ и $N_{y,ult}$, определяются по графикам несущей способности

элементов в зависимости от их фактического однослойного армирования при известной величине изгибающего момента в сечении M_x и M_y соответственно.

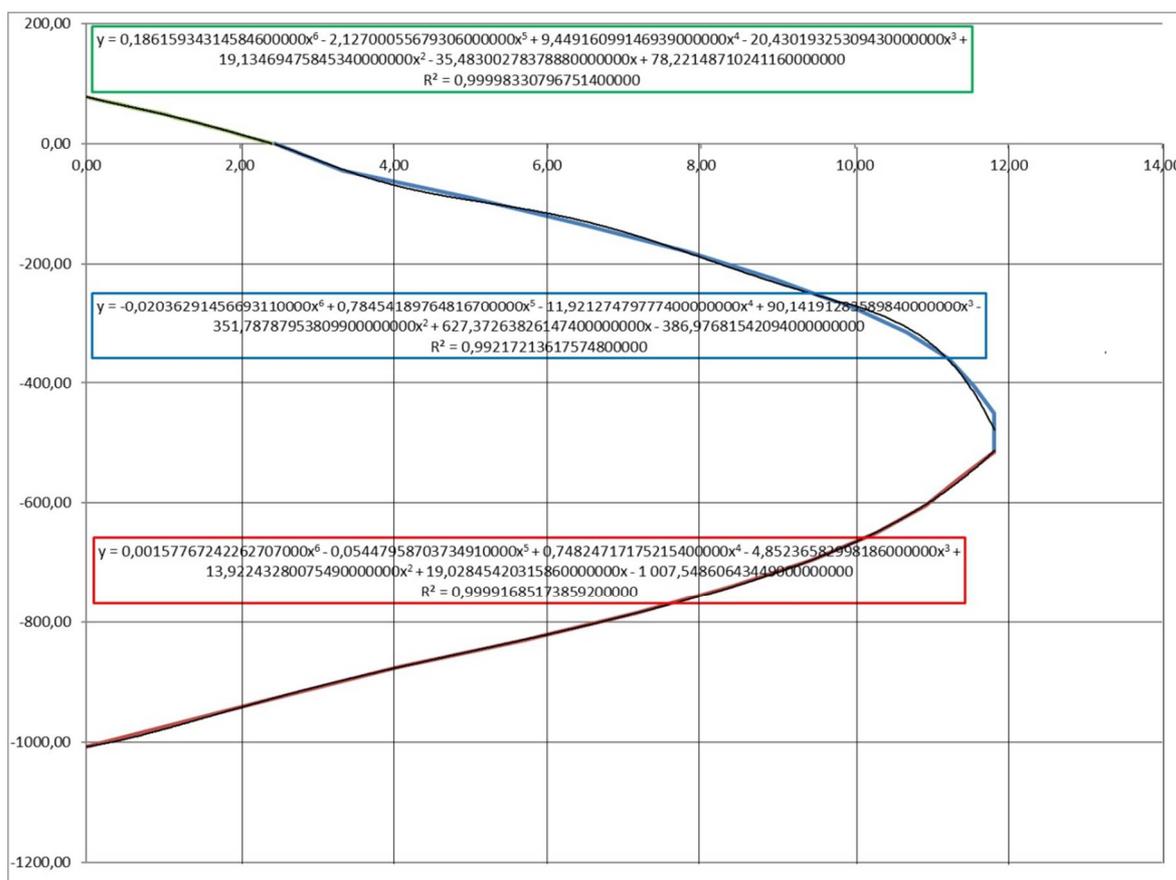


Рис. 12. График несущей способности стен объемных блоков с центральным армированием. Класс бетона В20. Арматура класса А500С диаметром 6 мм с шагом 200 мм. Вертикальная ось – продольная сила, кН. Горизонтальная ось – изгибающий момент, кН*м

График несущей способности стен объемных блоков с центральным армированием разбивается на несколько простых участков и для каждого участка строится линия тренда с отображением уравнения (полиномиальная зависимость 6-й степени).

Предельные нормальные силы, воспринимаемые плоским выделенным элементом стены объемного блока $N_{x,ult}$ и $N_{y,ult}$ находим, подставляя в формульную зависимость $N(M)$ известную величину изгибающего момента в сечении M_x и M_y соответственно.

Проверка прочности в плоскости стены объемного блока выполнена в табл. 2. Проверка прочности стены объемного блока из плоскости выполнена в табл. 3.

Проверка прочности стены объемного блока в плоскости

Элемент	NX, кН	MX, кН*м	NX _u , кН	ЭЛЕМ	NY, кН	MY(NY), кН*м	NY _u , кН	NXY, кН	(Nx,ult-Nx)	(Ny,ult-Ny)	NXY^2	$(N_{x,ult} - N_x)(N_{y,ult} - N_y) - N_{xy}^2$
12485	-18,08	0,02	-377,41	12485	-499,73	3,44	-47,44	-15,26	359,33	-452,29	232,93	-162754,87
12460	-3,90	0,04	-360,82	12460	-477,34	3,33	-42,66	-16,49	356,93	-434,68	271,99	-155420,00
12489	-6,05	0,07	-343,28	12489	-493,66	3,41	-46,17	-20,52	337,23	-447,49	421,11	-151327,05
12486	-4,06	0,09	-333,25	12486	-458,45	3,24	-38,38	-35,43	329,19	-420,07	1255,14	-139538,76
12490	-30,19	0,05	-356,28	12490	-449,09	3,19	-36,17	-24,52	326,09	-412,92	601,08	-135249,68
12474	-4,04	0,14	-304,68	12474	-489,48	3,39	-45,29	-2,75	300,64	-444,19	7,56	-133548,38
12482	-5,02	0,13	-313,05	12482	-464,99	3,27	-39,89	-25,77	308,03	-425,10	663,99	-131607,63
12487	-36,48	0,07	-346,85	12487	-448,94	3,19	-36,14	-36,95	310,37	-412,80	1364,93	-129485,43
12514	-4,66	0,18	-283,16	12514	-511,14	3,49	-49,75	6,31	278,51	-461,39	39,77	-128540,06
409266	-0,05	0,11	-320,14	409266	-416,52	3,02	-28,09	54,15	320,09	-388,43	2932,66	-127264,81
12478	-7,33	0,15	-298,23	12478	-472,17	3,31	-41,51	-12,76	290,90	-430,66	162,84	-125443,18
12499	-21,52	0,16	-293,14	12499	-387,36	2,87	-20,39	-144,48	271,62	-366,97	20874,47	-120553,15
12458	-36,35	0,16	-295,29	12458	-511,55	3,49	-49,83	11,66	258,94	-461,72	135,91	-119692,17
12515	-4,80	0,33	-214,95	12515	-501,12	3,45	-47,72	-8,05	210,15	-453,40	64,73	-95347,37
12494	-17,82	0,17	-290,21	12494	-310,90	2,43	0,52	99,28	272,39	-310,38	9856,72	-94401,68
12516	-5,12	0,35	-207,43	12516	-506,43	3,47	-48,80	-22,32	202,31	-457,63	498,32	-93078,88
12471	-0,05	0,28	-235,30	12471	-420,25	3,04	-29,05	-18,75	235,25	-391,20	351,56	-92380,71
12475	-0,14	0,34	-211,13	12475	-406,94	2,97	-25,60	-21,30	210,98	-381,34	453,65	-80909,82
12497	-53,26	0,25	-250,84	12497	-207,52	1,75	17,15	-99,97	197,58	-190,37	9993,00	-47606,68
12498	42,83	0,24	70,44	12498	-359,76	2,71	-12,82	-192,09	27,61	-346,94	36898,57	-46478,26
12495	-36,61	0,27	-242,21	12495	-180,07	1,55	13,82	40,14	205,60	-166,25	1610,82	-35791,30
12470	1,42	0,10	74,70	12470	-506,12	3,47	-48,74	-0,97	73,28	-457,38	0,95	-33515,56
12501	19,10	0,31	68,48	12501	-467,67	3,28	-40,50	-109,82	49,38	-427,17	12060,43	-33155,40
12463	0,79	0,11	74,45	12463	-459,43	3,24	-38,61	-19,63	73,66	-420,82	385,14	-31384,36
12467	0,77	0,21	71,50	12467	-440,22	3,15	-34,03	-18,18	70,73	-406,19	330,48	-29058,00
12483	0,69	0,19	71,91	12483	-421,02	3,05	-29,24	-24,52	71,22	-391,78	601,38	-28503,38
12493	7,81	0,19	72,08	12493	-435,52	3,12	-32,88	7,48	64,27	-402,64	55,89	-25933,40
12479	1,83	0,35	67,37	12479	-405,97	2,97	-25,35	-23,33	65,55	-380,62	544,38	-25492,94
12491	19,95	0,14	73,65	12491	-459,29	3,24	-38,57	53,28	53,70	-420,72	2839,18	-25429,85
406514	153,94	0,29	69,15	406514	-34,05	0,33	-215,02	-31,97	-84,79	180,97	1022,08	-16367,32
12492	110,95	0,25	70,39	12492	-267,12	2,15	10,89	135,94	-40,56	-256,23	18479,68	-8085,96
12502	-77,40	0,07	-343,23	12502	-820,76	4,71	-85,01	-105,59	265,82	36,25	11149,25	-1513,43
12496	29,08	0,12	74,29	12496	32,29	0,33	67,89	19,02	45,21	35,60	361,87	1247,95
12519	0,56	0,01	77,91	12519	-676,59	4,19	-871,43	-28,80	77,36	194,84	829,44	14242,75
12522	3,93	0,05	76,58	12522	-632,04	4,02	-876,48	-57,47	72,65	244,44	3303,03	14455,73
12518	1,86	0,05	76,58	12518	-638,85	4,05	-875,68	-55,33	74,72	236,83	3061,41	14634,61
12525	5,67	0,08	75,64	12525	-610,95	3,93	-878,99	-51,94	69,97	268,04	2697,87	16056,74
12523	1,09	0,01	77,73	12523	-636,52	4,04	-875,95	-31,49	76,64	239,43	991,87	17357,38
12521	2,58	0,12	74,35	12521	-596,08	3,87	-880,80	-52,13	71,77	284,72	2717,75	17717,90
12476	0,40	0,01	77,96	12476	-629,32	4,01	-876,80	9,15	77,57	247,48	83,76	19112,44
12472	0,48	0,01	77,88	12472	-619,12	3,97	-878,00	10,92	77,40	258,88	119,22	19917,31
12532	0,86	0,05	76,58	12532	-601,63	3,89	-880,12	-28,10	75,72	278,49	789,50	20297,00
12528	3,37	0,13	73,92	12528	-569,35	3,76	-884,18	-29,70	70,56	314,83	882,27	21331,01
12524	1,69	0,23	70,73	12524	-544,25	3,64	-887,50	-34,34	69,05	343,25	1179,03	22521,76
12469	1,70	0,04	77,00	12469	-575,97	3,78	-883,33	11,53	75,29	307,36	132,83	23009,43
12473	1,26	0,04	76,75	12473	-567,44	3,75	-884,43	10,91	75,48	316,99	119,09	23808,82
12466	1,39	0,06	76,15	12466	-523,47	3,55	-890,35	-1,90	74,76	366,88	3,62	27425,25
12506	-18,59	0,02	-375,31	12506	-761,63	4,51	-862,61	48,35	356,71	100,98	2337,72	33684,47
12534	-49,54	0,16	-295,91	12534	-670,38	4,17	-872,11	-57,00	246,37	201,73	3248,54	46451,96
12512	-5,27	0,00	-386,78	12512	-716,12	4,34	-867,21	-30,95	381,51	151,09	957,65	56684,42
12533	-82,77	0,09	-335,51	12533	-626,03	3,99	-877,18	-69,35	252,74	251,15	4809,98	58665,98
12488	-29,89	0,06	-347,82	12488	-669,83	4,17	-872,18	51,11	317,92	202,35	2611,82	61718,87
12505	-42,28	0,03	-366,20	12505	-638,85	4,05	-875,68	-58,75	323,92	236,83	3451,56	73263,25
12511	-10,77	0,04	-359,60	12511	-645,12	4,07	-874,96	-56,35	348,83	229,84	3175,55	77000,17
12529	-14,36	0,06	-350,55	12529	-627,49	4,00	-877,01	-58,54	336,19	249,52	3427,28	80459,06
12484	-11,94	0,01	-378,34	12484	-651,81	4,10	-874,20	21,01	366,40	222,39	441,38	81041,70
12520	-1,99	0,31	-224,85	12520	-522,02	3,54	-890,55	-32,34	222,86	368,53	1046,07	81085,02
12530	-73,37	0,02	-372,13	12530	-601,31	3,89	-880,16	-43,59	298,76	278,85	1900,00	81409,63
12500	-36,98	0,14	-304,52	12500	-557,20	3,70	-885,77	-76,23	267,54	328,57	5811,32	82095,08
12526	-15,28	0,05	-359,29	12526	-624,03	3,99	-877,42	-54,86	344,01	253,39	3009,07	84159,94
12517	-9,48	0,14	-303,74	12517	-582,30	3,81	-882,53	-49,39	294,26	300,23	2439,77	85906,82
12503	-29,93	0,11	-322,88	12503	-584,68	3,82	-882,23	2,59	292,96	297,55	6,70	87162,93
12464	-52,06	0,01	-383,04	12464	-612,75	3,94	-878,77	-17,29	330,99	266,02	299,01	87749,32
12510	-21,63	0,14	-303,61	12510	-563,56	3,73	-884,94	-33,93	281,98	321,38	1151,11	89469,03
12480	-3,19	0,00	-385,94	12480	-639,14	4,05	-875,65	10,40	382,74	236,51	108,18	90415,09
12461	-72,96	0,02	-377,43	12461	-573,98	3,78	-883,59	-3,26	304,47	309,61	10,61	94254,34
12513	-43,34	0,11	-319,94	12513	-535,39	3,60	-888,70	29,43	276,60	353,31	865,83	96859,52
12459	-70,70	0,07	-346,13	12459	-534,26	3,60	-888,86	13,87	275,43	354,60	192,49	97474,84
12504	-53,35	0,00	-385,55	12504	-586,42	3,83	-882,01	-22,93	332,20	295,59	525,97	97668,78
12509	-24,27	0,11	-321,29	12509	-554,19	3,69	-886,17	-8,66	297,02	331,98	75,08	98528,40
12468	-2,89	0,01	-380,63	12468	-609,65	3,93	-879,14	9,75	377,74	269,49	94,99	101702,29
12465	-16,33	0,03	-368,32	12465	-584,11	3,82	-882,30	6,48	352,00	298,19	41,93	104920,39
12527	-3,56	0,02	-377,31	12527	-595,91	3,87	-880,83	-30,92	373,75	284,92	956,17	105532,16
12531	-46,07	0,01	-380,97	12531	-566,38	3,74	-884,57	-4,05	334,90	318,19	16,44	106545,33
12508	-22,11	0,06	-350,76	12508	-545,85	3,65	-887,28	14,01	328,65	341,43	196,14	112015,93
12507	-41,49	0,04	-360,44	12507	-531,16	3,59	-889,28	13,66	318,95	358,12	186,57	114035,80
12477	-6,04	0,05	-357,32	12477	-558,90	3,71	-885,55	11,04	351,27	326,65	121,79	114620,96
12481	-21,94	0,05	-359,25	12481	-542,20	3,64	-887,77	9,29	337,32	345,57	86,40	116481,47
12462	-17,06	0,04	-361,27	12462	-539,43	3,62	-888,15	2,28	344,20	348,72	5,20	120025,21
408262	-23,32	0,04	-364,02	408262	-524,55	3,55	-890,20	-41,76	340,71	365,65	1743,73	122836,46

Проверка прочности стены объемного блока из плоскости

ЭЛЕМ	NX, кН	MX, кН*м	MX,u, кН*м	ЭЛЕМ	NY, кН	MY(NY), кН*м	MY,u, кН*м	MXY, (кН*м)/м	(Mx,ult-Mx)	(My,ult-My)	MXY^2	$(M_{x,ult} - M_x) \cdot (M_{y,ult} - M_y) - M_{xy}^2 \geq 0$
12496	29,08	0,12	1,61	12496	32,29	0,33	1,52	0,09	1,49	1,19	0,01	1,76
12502	-77,40	0,07	4,48	12502	-820,76	4,71	5,97	-0,04	4,41	1,26	0,00	5,57
12498	42,83	0,24	1,20	12498	-359,76	2,71	11,22	-0,22	0,95	8,51	0,05	8,07
12506	-18,59	0,02	2,71	12506	-761,63	4,51	7,82	0,05	2,69	3,31	0,00	8,91
12492	110,95	0,25	1,48	12492	-267,12	2,15	9,83	0,23	1,24	7,68	0,05	9,43
12512	-5,27	0,00	2,49	12512	-716,12	4,34	8,99	0,09	2,49	4,65	0,01	11,58
12519	0,56	0,01	2,40	12519	-676,59	4,19	9,81	0,10	2,39	5,62	0,01	13,42
12501	19,10	0,31	1,90	12501	-467,67	3,28	11,79	-0,16	1,58	8,51	0,02	13,45
12522	3,93	0,05	2,31	12522	-632,04	4,02	10,53	0,10	2,26	6,51	0,01	14,73
12491	19,95	0,14	1,87	12491	-459,29	3,24	11,79	0,18	1,73	8,54	0,03	14,79
12518	1,86	0,05	2,37	12518	-638,85	4,05	10,43	0,10	2,32	6,38	0,01	14,79
12525	5,67	0,08	2,26	12525	-610,95	3,93	10,81	0,11	2,19	6,88	0,01	15,05
12523	1,09	0,01	2,39	12523	-636,52	4,04	10,46	0,09	2,37	6,43	0,01	15,24
12476	0,40	0,01	2,40	12476	-629,32	4,01	10,57	-0,09	2,40	6,56	0,01	15,71
12480	-3,19	0,00	2,47	12480	-639,14	4,05	10,43	-0,07	2,47	6,38	0,01	15,73
12484	-11,94	0,01	2,59	12484	-651,81	4,10	10,23	-0,04	2,57	6,14	0,00	15,78
12511	-10,77	0,04	2,57	12511	-645,12	4,07	10,34	0,09	2,52	6,27	0,01	15,80
12521	2,58	0,12	2,35	12521	-596,08	3,87	10,99	0,09	2,23	7,12	0,01	15,88
12472	0,48	0,01	2,40	12472	-619,12	3,97	10,70	-0,09	2,39	6,74	0,01	16,11
12532	0,86	0,05	2,39	12532	-601,63	3,89	10,92	0,12	2,34	7,03	0,02	16,47
12528	3,37	0,13	2,33	12528	-569,35	3,76	11,29	0,04	2,20	7,53	0,00	16,55
12488	-29,89	0,06	2,97	12488	-669,83	4,17	9,93	0,04	2,90	5,77	0,00	16,74
12524	1,69	0,23	2,37	12524	-544,25	3,64	11,54	0,04	2,14	7,90	0,00	16,87
12529	-14,36	0,06	2,63	12529	-627,49	4,00	10,59	0,08	2,57	6,59	0,01	16,92
12468	-2,89	0,01	2,47	12468	-609,65	3,93	10,83	-0,08	2,45	6,90	0,01	16,93
12526	-15,28	0,05	2,64	12526	-624,03	3,99	10,64	0,07	2,60	6,65	0,01	17,29
12493	7,81	0,19	2,21	12493	-435,52	3,12	11,74	0,25	2,02	8,62	0,06	17,34
12469	1,70	0,04	2,37	12469	-575,97	3,78	11,22	-0,09	2,33	7,43	0,01	17,35
12479	1,83	0,35	2,37	12479	-405,97	2,97	11,61	-0,02	2,02	8,65	0,00	17,43
12527	-3,56	0,02	2,47	12527	-595,91	3,87	10,99	0,08	2,46	7,12	0,01	17,49
12520	-1,99	0,31	2,46	12520	-522,02	3,54	11,74	0,05	2,15	8,20	0,00	17,62
12517	-9,48	0,14	2,55	12517	-582,30	3,81	11,15	0,08	2,40	7,34	0,01	17,63
12473	1,26	0,04	2,38	12473	-567,44	3,75	11,31	-0,08	2,34	7,56	0,01	17,68
12516	-5,12	0,35	2,49	12516	-506,43	3,47	11,81	0,04	2,14	8,34	0,00	17,84
12515	-4,80	0,33	2,49	12515	-501,12	3,45	11,80	0,02	2,16	8,35	0,00	18,01
12495	-36,61	0,27	3,15	12495	-180,07	1,55	7,85	0,10	2,88	6,30	0,01	18,13
12475	-0,14	0,34	2,44	12475	-406,94	2,97	11,62	-0,01	2,10	8,65	0,00	18,16
12471	-0,05	0,28	2,44	12471	-420,25	3,04	11,69	0,00	2,16	8,65	0,00	18,63
12467	0,77	0,21	2,39	12467	-440,22	3,15	11,76	0,00	2,19	8,61	0,00	18,82
12477	-6,04	0,05	2,50	12477	-558,90	3,71	11,40	-0,07	2,45	7,69	0,00	18,85
12470	1,42	0,10	2,38	12470	-506,12	3,47	11,81	-0,06	2,27	8,34	0,00	18,94
12466	1,39	0,06	2,38	12466	-523,47	3,55	11,73	-0,08	2,32	8,18	0,01	18,96
12483	0,69	0,19	2,40	12483	-421,02	3,05	11,69	0,11	2,20	8,64	0,01	19,02
12514	-4,66	0,18	2,48	12514	-511,14	3,49	11,81	-0,15	2,30	8,32	0,02	19,12
12465	-16,33	0,03	2,66	12465	-584,11	3,82	11,13	-0,07	2,63	7,31	0,01	19,24
12534	-49,54	0,16	3,54	12534	-670,38	4,17	9,92	0,01	3,38	5,75	0,00	19,43
12463	0,79	0,11	2,39	12463	-459,43	3,24	11,79	-0,01	2,28	8,54	0,00	19,49
12474	-4,04	0,14	2,48	12474	-489,48	3,39	11,79	-0,05	2,34	8,40	0,00	19,62
12510	-21,63	0,14	2,77	12510	-563,56	3,73	11,35	0,05	2,63	7,62	0,00	20,02
12478	-7,33	0,15	2,52	12478	-472,17	3,31	11,79	-0,03	2,36	8,49	0,00	20,05
409266	-0,05	0,11	2,44	409266	-416,52	3,02	11,67	0,16	2,33	8,65	0,03	20,09
12482	-5,02	0,13	2,49	12482	-464,99	3,27	11,79	0,02	2,36	8,52	0,00	20,12
12489	-6,05	0,07	2,50	12489	-493,66	3,41	11,80	0,15	2,43	8,39	0,02	20,34
12486	-4,06	0,09	2,48	12486	-458,45	3,24	11,78	0,11	2,39	8,55	0,01	20,39
12494	-17,82	0,17	2,69	12494	-310,90	2,43	10,58	0,21	2,52	8,15	0,05	20,52
12460	-3,90	0,04	2,48	12460	-477,34	3,33	11,79	-0,11	2,43	8,46	0,01	20,57
12503	-29,93	0,11	2,97	12503	-584,68	3,82	11,12	-0,16	2,86	7,30	0,02	20,85
12505	-42,28	0,03	3,31	12505	-638,85	4,05	10,43	0,04	3,28	6,38	0,00	20,93
12462	-17,06	0,04	2,68	12462	-539,43	3,62	11,59	-0,08	2,64	7,96	0,01	20,99
12509	-24,27	0,11	2,83	12509	-554,19	3,69	11,44	-0,02	2,72	7,76	0,00	21,09
12508	-22,11	0,06	2,78	12508	-545,85	3,65	11,53	-0,14	2,72	7,87	0,02	21,42
12481	-21,94	0,05	2,78	12481	-542,20	3,64	11,56	-0,04	2,73	7,93	0,00	21,66
12499	-21,52	0,16	2,77	12499	-387,36	2,87	11,48	-0,23	2,61	8,62	0,05	22,40
12485	-18,08	0,02	2,70	12485	-499,73	3,44	11,80	0,04	2,68	8,36	0,00	22,42
408262	-23,32	0,04	2,81	408262	-524,55	3,55	11,72	-0,35	2,77	8,17	0,12	22,52
12497	-53,26	0,25	3,66	12497	-207,52	1,75	8,56	-0,13	3,41	6,81	0,02	23,18
12500	-36,98	0,14	3,16	12500	-557,20	3,70	11,41	-0,17	3,02	7,71	0,03	23,23
12464	-52,06	0,01	3,62	12464	-612,75	3,94	10,79	-0,07	3,61	6,85	0,00	24,71
12458	-36,35	0,16	3,14	12458	-511,55	3,49	11,81	-0,07	2,98	8,32	0,01	24,80
12490	-30,19	0,05	2,98	12490	-449,09	3,19	11,77	0,18	2,93	8,58	0,03	25,07
12531	-46,07	0,01	3,43	12531	-566,38	3,74	11,32	0,06	3,42	7,58	0,00	25,89
12513	-43,34	0,11	3,34	12513	-535,39	3,60	11,63	0,09	3,23	8,02	0,01	25,90
12507	-41,49	0,04	3,29	12507	-531,16	3,59	11,66	-0,14	3,25	8,08	0,02	26,20
12487	-36,48	0,07	3,14	12487	-448,94	3,19	11,77	0,03	3,08	8,58	0,00	26,42
12504	-53,35	0,00	3,66	12504	-586,42	3,83	11,10	-0,05	3,66	7,27	0,00	26,58
12533	-82,77	0,09	4,67	12533	-626,03	3,99	10,61	-0,06	4,59	6,62	0,00	30,35
12530	-73,37	0,02	4,34	12530	-601,31	3,89	10,93	0,03	4,32	7,04	0,00	30,36
12461	-72,96	0,02	4,33	12461	-573,98	3,78	11,24	-0,05	4,31	7,46	0,00	32,16
12459	-70,70	0,07	4,25	12459	-534,26	3,60	11,64	0,02	4,18	8,04	0,00	33,58
406514	153,94	0,29	37,90	406514	-34,05	0,33	3,08	-0,06	37,61	2,75	0,00	103,32

Значения предельных сдвигающих сил:

$$N_{bxy,ult} = 0.3 * 11.5 \text{ МПа} * 0.1 \text{ м}^2 = 345 \text{ кН (по бетону)}.$$

$$N_{sxy,ult} = 0.5 * 435 \text{ МПа} * (0.000141 \text{ м}^2 + 0.000141 \text{ м}^2) = 61 \text{ кН (по арматуре)}.$$

Значения предельных крутящих моментов:

$$M_{bxy,ult} = 0.1 * 11.5 \text{ МПа} * 0.01 \text{ м}^2 * 1 \text{ м} = 11.5 \text{ кН (по бетону)}.$$

$$M_{sxy,ult} = 0.5 * 435 \text{ МПа} * (0.000141 \text{ м}^2 + 0.000141 \text{ м}^2) * 0.05 \text{ м} = 3.05 \text{ кН (по растянутой продольной арматуре)}.$$

Прочность стены объемного блока в плоскости не обеспечена (рис. 13). Прочность стены объемного блока из плоскости обеспечена. Необходимо увеличить класс бетона стены и (или) диаметр арматуры и выполнить повторную проверку прочности в плоскости стены.

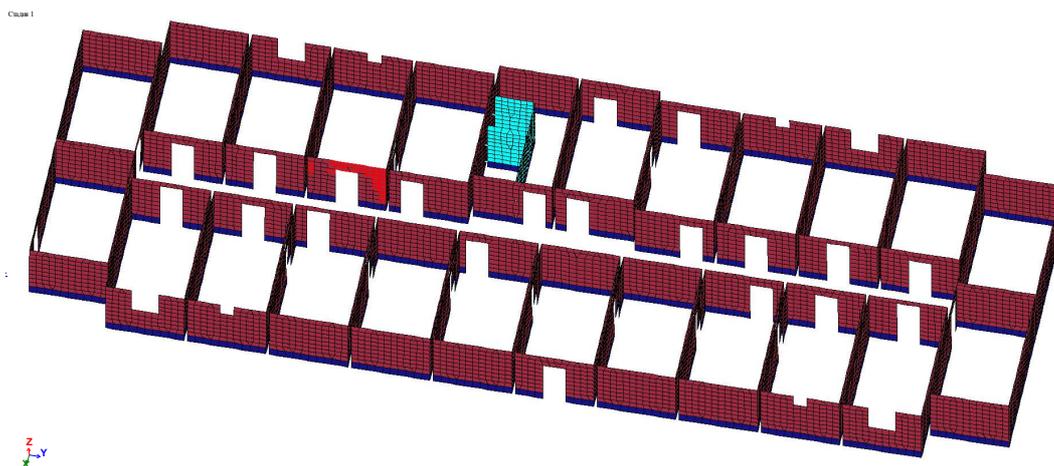


Рис. 13. Элементы стены объемного блока, прочность которых не обеспечена

Применение нелинейно-деформационной модели оценки напряженно-деформированного состояния конструкций позволяет решать широкий спектр инженерных задач, вычисляя несущую способность и деформации изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов независимо от формы сечения и положения арматуры. Нелинейно-деформационная модель оценки напряженно-деформированного состояния объемно-блочных конструкций с центральным армированием может быть применена для расчета аналогичных конструкций, а ее использование позволит оптимально подобрать класс бетона и диаметр арматуры. Возможности применения нелинейно-деформационной модели могут быть применимы при составлении специализированных программных комплексов.

Библиографический список

1. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стандартинформ, 2019. – 150 с.
2. Пособие по проектированию жилых зданий/ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.
3. Меньщикова Н.С. Анализ напряженного состояния и начальной надежности конструкций со смешанным армированием на основе нелинейной математической модели: дис... канд. техн. наук: 05.13.18 / Меньщикова Н. С. – Братск, 2009. – 175 с.: ил. РГБ ОД, 61 10-5/267.
4. Коваленко Г.В., Меньщикова Н.С., Калаш О.А. Нелинейная модель напряженно-деформированного состояния применительно к оценке надежности железобетонных конструкций заводского изготовления // Современные технологии. Системный анализ. Моделирование. – 2007. – №4(1п). – С.52-56.

5. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Сапожников М.А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов // Совершенствование методов расчета статически неопределимых ж/б конструкций. – М.: НИИЖБ, 1987. – С. 4-24.
6. Саражинский А.С., Ефрюшин С.В. Исследование напряженно-деформированного состояния объемно-блочных конструкций с учетом стадийности возведения // Строительная механика и конструкции. – 2022. – № 3(34). – С. 99-114.
7. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. – М.: Стандартинформ, 2017. – 180 с.

References

1. Set of Rules 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. M.: Standartinform, 2019. 150 p.
2. TsNIIEP housing of the State Committee for Architecture. Issue. 3. Structures of residential buildings (to SNiP 2.08.01-85). Manual for the design of residential buildings. M.: Stroyizdat, 1989. 304 p.
3. Menshchikova N.S. Analysis of the stress state and initial reliability of structures with mixed reinforcement based on a nonlinear mathematical model. Ph.D. dissertation. 05.13.18. Menshchikova N.S. Bratsk, 2009. 175 p.: ill. RSL OD, 61 10-5/267.
4. Kovalenko G.V., Menshchikova N.S., Kalash O.A. Nonlinear model of the stress-strain state in relation to the assessment of the reliability of prefabricated reinforced concrete structures. Modern Technologies. System analysis. Modeling. No. 4(1). 2007. Pp. 52-56.
5. Karpenko N.I., Mukhamediev T.A., Sapozhnikov M.A. On the construction of a method for calculating bar elements based on material deformation diagrams. Improvement of Methods for Calculating Statically Indeterminate Reinforced Concrete Structures. M.: NIIZhB, 1987. Pp. 4-24.
6. Sarazhinsky A.S., Efryushin S.V. Investigation of the stress-strain state of volumetric-block structures, taking into account the stages of construction. Construction Mechanics and Structures. No. 3(34). 2022. Pp. 99-114.
7. Set of Rules 20.13330.2016. Loads and impacts. M.: Standartinform, 2017. 180 p.

APPLICATION OF A NONLINEAR DEFORMATION MODEL FOR ESTIMATION OF THE BEARING CAPACITY OF VOLUMETRIC-BLOCK REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH CENTRAL REINFORCEMENT

A. S. Sarazhinsky¹, S. V. Efryushin², M. G. Ordyan³

Voronezh State Technical University^{1,2,3}
Russia, Voronezh

¹Postgraduate student of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(904)2114022,
e-mail: sarazhinskijandrew@gmail.com

²PhD of Tech. Sciences, Associate Professor of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(910)3415266,
e-mail: ooo.stroynauka@mail.ru

³PhD of Phys. And Math. Sciences, Associate Professor of the Department of Structural Mechanics,
Tel.: +7(473)2715230, e-mail: omg84@mail.ru

A nonlinear-strain model of the stress-strain state of bulk-block structures with central reinforcement is considered. The use of a nonlinear deformation model makes it possible to adequately assess the bearing capacity in the design of volume-block reinforced concrete structures.

The paper provides an example and recommendations on the use of a nonlinear deformation model of bulk-block structures with central reinforcement. The experience of the performed calculations can be used in the design of volume-block buildings.

Keywords: non-linear-deformation model, three-dimensional block structures with central reinforcement, PC "Lira-Sapr".

**ИЗМЕНЕНИЕ И УЧЕТ МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ КОНСТРУКТИВНЫХ СЛОЁВ
МЕТАМОРФИЗИРОВАННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТОВ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ
ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ**

В. В. Волков¹, В. П. Волокитин², С. Н. Золотухин³, О. Б. Кукина⁴, И. С. Дмитриев⁵

Воронежский государственный технический университет^{1,2,3,4,5}
Россия, г. Воронеж

¹Канд. физ.-мат. наук, доцент кафедры строительной механики, тел.: +7(9102)2402587, e-mail: kotlac@yandex.ru

²Канд. техн. наук, доцент кафедры проектирования автомобильных дорог и мостов, тел.: +7(910)3497256, e-mail: dixi.o@mail.ru

³Канд. техн. наук, доцент кафедры строительных конструкций, оснований и фундаментов им. проф. Ю.М. Борисова, тел.: +7(920)2299680, e-mail: ser6812@yandex.ru

⁴Канд. техн. наук, доцент кафедры химии и химической технологии материалов, тел.: +7(910)3452888, e-mail: u00136@vgasu.vrn.ru

⁵Студент строительного факультета, тел.: +7(951)8656857, e-mail: ivan.dmitriev10@yandex.ru

В статье рассматривается напряженно-деформированное состояние слоя из глинистых грунтов, укрепленных обломочным каменным материалом, сформированным при демонтаже зданий и сооружений. Предметом исследования является механизм структурообразования в указанных слоях, определение их физико-механических показателей. Установлена зависимость изменения начальных механических характеристик от количественного соотношения прикладываемой энергии. Вид энергии не существен и важно количественное приложение в технологическом процессе на единицу объема формируемой конструкции. Процессы структурообразования несут в своей основе механизмы агрегативной устойчивости дисперсных систем. При проектировании оснований фундаментов необходимо рассчитывать не только геометрические свойства, механические параметры, технологические операции формирования слоев, но и физические процессы при метаморфизации грунтов.

Ключевые слова: проектирование оснований фундаментов, метаморфизация, глинистые грунты, дисперсные строительные материалы, безобжиговые технологии.

Введение. В настоящее время особую актуальность приобретает задача искусственной метаморфизации грунтов для формирования оснований строительных сооружений, в основе лежит использование местных материалов на базе глинистых грунтов. Это достигается улучшением их свойств, в частности, обладающих стойкостью к воздействию воды.

Эта проблема активно изучается настоящее время как экспериментально, так и теоретически. В частности, на кафедре СКОИФ ВГТУ [1] ведутся активные работы в этом направлении, получены значительные практические результаты. Предлагается безобжиговая технология формирования полускальных пород из глинистых грунтов с использованием материалов, полученных при поэлементном демонтаже зданий и сооружений, что является востребованной практикой задачей. При этом попутно решается проблема вредного влияния на атмосферу выбросов углекислого газа и другие многочисленные экологические аспекты, в

частности связанные с активным повторным и весьма продуктивным использованием строительных отходов.

Предложенная метаморфизации грунтов основана на группе физических воздействий, прилагаемых к дисперсной системе глинистого грунта. Эта группа воздействий связана с приложением механической энергии [2]. В дисперсную систему вводятся компоненты в виде обломочных материалов строительных отходов, содержащих соединения кальция, известковые материалы, которые при дальнейших механических воздействиях на систему способствуют их дроблению, увеличению площади их активной поверхности и, в конечном счёте, химическому воздействию на процесс метаморфизации грунта за счёт химического воздействия на диффузный слой отдельных мелких частиц. Указанное химическое воздействие приводит к уменьшению диффузного слоя и активному сжатию частиц. Использование процессов многократного воздействия фазового перехода замораживания-размораживания воды в глинистом грунте [2] даёт эффект, близкий по свойствам химическому аспекту воздействия, а именно: уменьшение диффузного слоя и снижение активных мелкодисперсных частиц за счёт перехода между агрегатными состояниями воды в дисперсной системе глинистого грунта.

Существуют многочисленные природные аналоги рассматриваемых в настоящей работе процессов, связанных с передачей глинистым грунтам механической и тепловой энергии с химическими взаимодействиями, приводящими к метаморфизации глинистых грунтов в глинистые сланцы, юрские глины и т.д. Для последних подверженность дестабилизирующему воздействию воды уже не столь значительна, а также существенно отличаются и другие их свойства.

Отметим вначале некоторые положения теории, в частности теории ДЛФО (Дерягина, Ландау, Фервея, Овербека) – теории агрегативной устойчивости лиофобных дисперсных систем, на которую мы будем опираться при понимании и описании процессов, лежащих в основе искусственной безобжиговой метаморфизации глинистых грунтов. В основе теории лежит положение о сопоставлении межмолекулярных взаимодействий частиц дисперсной фазы в дисперсной среде, электростатического взаимодействия диффузных ионных слоёв и теплового движения частиц дисперсной фазы. Согласно данной теории коллоидные частицы лиофобной дисперсной системы из-за наличия броуновского движения могут беспрепятственно сближаться друг с другом, пока не соприкоснутся своими жидкими диффузными оболочками или слоями. Для дальнейшего сближения частицы должны деформировать свои диффузные оболочки, чтобы произошло их взаимное перекрывание (или проникновение друг в друга). Но жидкость плохо сжимается, и в ответ на деформацию с их стороны появляются так называемые силы «расклинивающего давления», препятствующие осуществлению данного процесса, следствием чего является агрегативная устойчивость коллоидной системы – сохранение исходных размеров частиц и предотвращение их слипания.

При реализации предполагаемых способов метаморфизации различными путями добиваемся деформации, уменьшения диффузного слоя и уменьшения электростатического отталкивания между частицами. Это даёт возможность коллоидным системам сдвинуться на расстояние, на котором силы Ван-дер-Ваальса приведут к механическому слипанию частиц.

Можно также сказать, что целями настоящей работы являются: 1) качественное и по возможности количественное описание процессов, лежащих в основе предлагаемых способов метаморфизации грунтов; 2) качественные оценки величины энергии, передаваемой дисперсной системе (получаемой дисперсной системой) глинистого грунта при реализации каждой из групп (способов) воздействия на систему, упомянутых выше.

Оценка величины передаваемой системе механической энергии необходима нам для вполне естественного ее сопоставления с величиной тепловой энергии, передаваемой образцам способов, включающих обжиг и автоклавирование.

Будет также справедливым отметить дополнительную роль или «двойное» назначение группы вышеупомянутых воздействий, включающих многократное замораживание-размораживание. Помимо перечисленных выше эффектов, связанных с деформацией диффузного слоя и преодолением электростатического отталкивания между частицами, процесс замораживания-размораживания приводит к более сильному диспергированию глинистого грунта, в частности за счет эффекта Ребиндера.

За счет замораживания мы сначала разрушаем [2], делаем мелкодисперсным «плохой» не устраивающий нас по характеристикам грунт, и затем при многократной заморозке-разморозке мы попутно деформируем (уменьшаем) диффузный слой, окружающий теперь уже более мелкодисперсные частицы, способствуем их слипанию и формированию теперь уже «нового» грунта с качественно иными характеристиками.

Следует также подчеркнуть, что группы процессов воздействия на грунт, предполагающие уменьшение диффузного слоя и сил электростатического отталкивания частиц дисперсной среды за счёт введения химических примесей либо за счёт переходов между агрегатными состояниями, когда интенсифицируются процессы коагуляции и флокуляции - слипания мелких частиц в дисперсной системе глинистого грунта, являются грубо говоря «смарт-решениями» или «умными решениями» в смысле незначительности количества передаваемой системе внешней тепловой или механической энергии и достижения при этом значительного эффекта воздействия на внутреннее состояние системы [3].

В то время как способы, связанные с передачей дисперсной системе глинистого грунта значительного количества внешней тепловой, механической и других видов энергии, можно условно отнести к группе воздействий с помощью «грубой силы».

Отметим также, что способы коагуляции и флокуляции глинистых частиц, основанные на использовании фазового перехода между агрегатными состояниями воды, активно используются в смежных областях, например, в водоочистке с помощью коагулирования [4].

Как уже говорилось выше, одной из целей настоящей работы является оценка величины передаваемой системе механической энергии.

Анализ литературных данных. По вопросу укрепления глинистых грунтов было проведено исследование «Об уплотнении структурно-неустойчивых грунтов тяжёлыми трамбовками» [2]. В работе была выявлена зависимость глубины уплотнения грунта, его прочностных характеристик от массы трамбовки, высоты сбрасывания, от механической энергии, передаваемой молотом глинистому основанию. Также было определено большое влияние влажности грунта на КПД передачи энергии, так как это напрямую связано с плотностью скелета грунта. Изначально в методе применялась трамбовка с диаметром 1,2 м. Было экспериментально получено, что при увеличении диаметра трамбовки до 2,4 м (в 2 раза) повышается глубина уплотнения до 5,5 м (в 2,75 раз больше). Также выведена формула зависимости расчетного сопротивления от грунта: $R = 0,07 + 0,072 (\rho_d - 14)$, МПа.

В статье [3] приведены статистические и табличные данные зависимости прочностных характеристик и модуля упругости глинистого грунта после циклов попеременного замораживания/оттаивания. Также на основании закона Мора был предложен инновационный способ увеличения прочности на сдвиг. Были введены эмпирические формулы. Замечено также, что с накоплением циклов ФТ (замораживания/оттаивания) кривые напряжения/деформаций трансформировались из деформационного упрочнения в деформационное размягчение. Модуль упругости резко упал уже после первого цикла. Прочность на отказ была снижена примерно на 6-22% по сравнению с той, что была до циклов ФТ.

Известен способ повышения прочности на сжатие для глинистого грунта за счет передачи тепловой энергии грунту [4] и введения добавки, а именно: на стадии котлована

верхний слой грунта снимается, дробится и высушивается при температуре до 150 °С. В дальнейшем в диспергированный грунт вводится упрочняющая добавка. В качестве добавки могут использоваться производственные шлаки, отходы из стекловолокна и другие. Также приведены табличные значения прочностных характеристик для разного процентного отношения введённых добавок. Суммарно прочность может быть повышена до 2 раз.

В работах [5, 6] было проведено исследование по влиянию химических стабилизирующих агентов, таких как известь, цемент, зола-унос, соль и т.п. Известь была выбрана в качестве наиболее широко применимого агента. Она была добавлена в количестве от 0 до 12 %. Соответственно оценена и описана система почва-известь. Экспериментально было получено, что значительно изменяется распределение зерен по размерам: крупнозернистые фракции увеличивались, в то время как глинистые фракции уменьшались с увеличением извести. Также было обнаружено, что увеличение процентного отношения содержания извести и времени отверждения увеличивает мгновенную усадку и уменьшает первичное уплотнение грунта. При этом изменение физических показателей, которые вызваны добавлением извести, снизило экспансивность глинистого грунта с высокой степени до средней.

Результаты предыдущего исследования подтверждаются также работой [7]. Цель исследования заключалась в стабилизации экспансивной глины при помощи добавки цементно-известковой смеси. В ходе работы было отмечено, что давление набухания глины и соответствующее свободное набухание заметно снижаются с увеличением содержания цемента и извести. Это смягчение обуславливается стабилизацией грунта за счёт эффекта цементирования и пуццолановых реакций, приводящих к снижению чувствительности глины к набуханию. Наилучший результат достигается при смешанной обработке, соответствующей содержанию 8% цемента и 4% извести. Давление набухания при этом снизилось с 600 КПа до порядка 150-200 КПа.

Существует идея улучшения свойств глинистой почвы с помощью натуральных волокон и нанокремнезёма [8]. В частности, использование нанокремнезёма объясняется его очень высокой удельной поверхностью, определяющей большую активность взаимодействия с другими частицами в почвенной матрице. В качестве фибры использовались волокна кокосовой пальмы и нейлон. Экспериментальным путём было получено, что с повышением процентного содержания волокон в объеме грунта уменьшается набухание глинистых грунтов. Так, при содержании 0,5% фибры набухание уменьшается на 29%, при содержании 1% - на 35%, а при добавке до 1,5% - уменьшается на 44%.

В патенте [9] описан способ получения укрепленного материала из грунта. Принцип получения следующий. Глинистый грунт используют в качестве заполнителя, к нему добавляют поливиниловый спирт в 3-5% от объема плотно сжатого грунта. Далее полученную смесь погружают в форму и высушивают при температуре 150°С. Физико-механические показатели грунта в ходе эксперимента: для суглинка удельное сцепление – 2 МПа, морозостойкость – 150 циклов; для супеси удельное сцепление – 2,5 МПа, морозостойкость – 150 циклов. Также подобный опыт был проведен с песчаными грунтами.

Похожая работа была проделана в [10]. Представлен способ укрепления глинистого грунта посредством создания в полости грунта сваи при заполнении её наполнителем и дальнейшим его прессованием. В качестве заполнителя используется песчано-цементная смесь, отверждаемая водой из грунта. При этом соблюдаются разумные пропорции между цементом в смеси и связанной водой в основании. Подобный способ позволяет сократить материалоемкость и улучшить характеристики грунта. В ходе эксперимента прочность материала сваи достигала порядка 4 МПа.

Исследование [11] проводилось с целью анализа технических свойств глинистых грунтов, стабилизированных хлоридом магния. Для оценки технических свойств были проведены испытания на уплотнение, прочность на сжатие, прямой сдвиг. Добавка $MgCl_2$ в

бентонитовые и каолиновые глины составляла от 2% до 12%. Образцы, стабилизированные $MgCl_2$ в количестве 8 %, на 7 сутки имели прочность на сжатие порядка 520 КПа. Дальнейшее увеличение прочностных показателей замедлялось со временем, что указывало на повышенную скорость реакции именно на ранней стадии отверждения. Было также замечено, что с увеличением количества добавки прочность на сжатие, наоборот, снижалась, что связано с превышенной нормой щелочного стабилизатора (значение $pH=10$). Основываясь на результатах испытаний на сжатие, 8% раствор $MgCl_2$ для бентонита и 10% раствор $MgCl_2$ для каолина были признаны оптимальными значениями, обеспечивающими наибольшие прочностные показатели. Замечено, что прочность на сдвиг стабилизированного грунта значительно увеличивалась с увеличением времени отверждения. 7-дневное сцепление составляло 182 кПа, что примерно в два раза превышало прочность на сдвиг нестабилизированного грунта, тогда как испытание на 28 сутки показало значение 194 кПа, что было немного выше, чем 7-дневный показатель. Угол внутреннего трения незначительно менялся с увеличением времени отверждения. Значение увеличилось с 18° до 22° после 7 суток отверждения.

Метод укрепления грунтов можно рассматривать и как решающий в определенном смысле проблемы экологии, что представлено в [12]. Он заключался в дроблении резины до мелкой крошки с последующим её смешиванием с цементом. Подбирались разные пропорции: 2, 5, 7, 9% и 2, 4, 6% для резиновой крошки и цемента соответственно. При этом замечено, что когезия грунта уменьшается с увеличением количества добавляемого резинового порошка до 7%, а затем увеличивается с дальнейшим увеличением доли добавки на 9%. Смесь грунт + резиновая крошка + цемент показала улучшение величины прочности при прямом сдвиге до 9% при содержании 4% цемента. Таким образом, исследование показывает, что отходы от утилизации резиновых шин могут быть повторно использованы в качестве добавки для укрепления грунтов, в некоторой степени решая экологическую проблему.

В патенте [13] описан способ получения укрепленного грунта, использующегося в качестве основания для дорожного полотна. Способ заключается в добавлении к грунту сталеплавильного шлака с доменным шлаком. Массовое отношение между частями 9:1 соответственно. Также предусматривается подпитка основания водой до достижения влажности, необходимой для уплотнения грунта. Шлак по большей части состоит из углерода (от 10 до 30 %), железа (от 20 до 50 %), оксида кремния (от 6 до 19 %), оксида кальция (от 6 до 16 %), оксида магния (от 1 до 2,5 %) и др. Состав при соотношении 5:5 вяжущего (шлака со шлаком) к грунту показал наивысший результат предела прочности в возрасте 28 суток – $27,2 \text{ кг/см}^2$. Плотность полученного состава составила при этом 2250 кг/м^3 , а коэффициент морозостойкости после 25 циклов составил 0,85. Если в составе шлака использовать свободный углерод в количестве 29,6 % по массе, то это повышает прочность до $28,6 \text{ кг/см}^2$, а водонасыщение меняется от 3,4 % до 3,9 %.

В работе [14] разработан состав для стабилизации переувлажненного грунта основания. В качестве вяжущего применяется буроугольная зола уноса, цемент, а также различные соли кальция в виде раствора или суспензий. Массовое отношение у компонентов: цемент от 5 до 50 %, соли кальция от 1 до 3%, зола составляет остаток, так как основными влияющими компонентами являются первые два. После проведенных испытаний было сформулировано, что добавление вяжущего в грунт выше 10% по массе неразумно ввиду прекращения действия в качестве жесткого каркаса и постепенного становления инертным наполнителем. Наиболее приемлемый результат был получен с составом золы 4%, цемента 1%, гипса 0,3% и хлорида кальция 0,3%. Влажность составляла 16%, а несущая способность – 8 кг/см^2 .

В исследовании [15] проводилась оценка влияния одно- и двухслойного армирования на прочностные показатели пылевато-глинистого грунта. В качестве фиброматериала была

выбрана стеклоткань и нетканый синтетический материал. Причем правило укладки предполагало заложение фибры на глубину 19,2 см при однослойном армировании и на глубину 19,2 и 32 см при двухслойном армировании. Экспериментально было получено, что армирование повышает несущую способность грунта до 2 раз в зависимости от показателя текучести. Наиболее эффективные закономерности наблюдались для тугопластичных и мягкопластичных глин. Также было выяснено, что однослойное армирование в среднем в 1,6 раз эффективнее двухслойного.

В продолжении предыдущей работы в [16] рассматриваются механизмы усадки, связанной с цементацией грунта. Исследование проводилось с 4 пробами грунтов: двумя укрепленными и двумя необработанными цементом. На основе измерений была установлена взаимосвязь между потерей влаги и потенциалом усадки при высыхании цемента. Также на основе испытаний на растяжение были разработаны соотношения между напряжениями и деформациями в грунте с величиной потерянной влаги при гидратации цемента. С потерей влаги, следовательно, с уменьшением относительной влажности пор грунт становится более жестким, а представленные кривые растяжения-деформации – более крутыми. В ходе лабораторных испытаний образец глины растрескался после 0,5 часа при относительной влажности 14,1%. Максимальная растягивающая нагрузка составила при этом значение 90 Н. Образец, стабилизированный цементом, треснул после 1,25 часов испытаний при относительной влажности 16,3% с максимальной растягивающей нагрузкой, равной 478 Н. Испытания, проведенные другим методом, показали погрешность в значениях, равную 20%, что в целом подтверждает данные. Это исследование позволит в будущем прогнозировать величину усадки и прочность на растяжение при возведении оснований, стабилизированных путём цементации.

Рабочая гипотеза. При замораживании-размораживании воды в грунте возникают механические силы, способные разорвать частицы материала на меньшие составляющие. Это приводит к формированию новой мезоструктуры материала, который далее активизируется химическим или иным способом.

Моделирование физического процесса. Система, к которой подводится или отводится энергия в виде теплового потока, связана с теплопроводностью в однородной среде. Данную среду можно смоделировать в программном комплексе COMSOL Multiphysics, используя систему нестационарных дифференциальных уравнений теплопроводности, дополняя уравнениями фазовых переходов.

$$C_p \cdot \rho \cdot \frac{\partial T}{\partial t} + C_p \cdot \rho \cdot u \cdot \nabla T = \nabla(k \cdot \nabla T) + q_{внеш}, \quad (1)$$

где C_p – теплоемкость при постоянном давлении, Дж/(кгК); ρ – плотность, кг/м³; T – температура, К; k – теплопроводность среды, Вт/(м К); $q_{внеш}$ – тепловой поток; t – время, с.

Выразим через эквивалентные теплоемкость и теплопроводность процессы, связанные с замерзанием-таянием поровой воды [17].

$$C_{\vartheta} = \begin{cases} (c\rho)_{\text{ж}} + L\rho_{\text{л}} \frac{\partial W_m(T)}{\partial T} & T \leq T_{\text{ф}} \\ (c\rho)_{\text{сух}} & T > T_{\text{ф}} \end{cases}, \quad (2)$$

где $W_m(T)$ – функция, отражающая зависимость количества незамерзшей воды от температуры T ; L – удельная теплота фазового перехода вода-лед, Дж/кг.

Вода, содержащаяся в грунте, находится в капиллярном равновесии и соответствует уравнению Клаузиуса-Клапейрона,

$$\frac{p_l - p_0}{\rho_l} - \frac{p_i - p_0}{\rho_i} = L \cdot \ln \frac{T}{T_{неп}}, \quad (3)$$

где p_0 – начальное гидростатическое давление; p_l – поровое давление льда; p_i – поровое давление воды. При этом существуют также другие формы записи уравнения Клаузиуса-Клапейрона.

В предположении, что вода и лед в грунте находятся в термодинамическом равновесии, моделирование показало, что при охлаждении на каждые -10 °С происходит увеличение жесткости упругого основания с 10,5 ГПа/м до 16,25 ГПа/м, и это эквивалентно увеличению давления в грунте в 31 раз до 72 кПа. Зависимость изменения давления близка к экспоненциальной.

Возникающие давление и напряжение в массиве грунта можно описать (4):

$$\sigma = \sigma' - p, \quad (4)$$

где σ – полное напряжение, σ' – эффективное напряжение, p – эффективное поровое давление.

Упругие и прочностные характеристики глинистого грунта описываются на основе количественного содержания в них незамороженной воды и льда (5),

$$E = f_1 + f_2 \cdot (T)^{f_1}, \quad \nu = f_3 + f_4 \cdot (T), \quad (5)$$

где E – модуль упругости; ν – коэффициент Пуассона; f_1-f_4 – эмпирические коэффициенты.

Результаты исследований

Для сопоставления значений механической энергии, передаваемой единице массы образца при трамбовании (модель I) и тепловой энергии, передаваемой единице массы образца, например, при автоклавировании (модель II) силикатного кирпича целесообразно воспользоваться термодинамическими расчетами, известными данными по энергии при автоклавировании прессованной формовочной смеси, состоящей из негашеной извести CaO и кремнезема SiO₂. Тепловой эффект реакции



Молярная масса монокальциевого силиката составляет 116 г/моль. Если масса автоклавированного образца составляет 0,25 кг (2,2 моль), то при его формировании выделяется $89,1 \cdot 2,2 = 196$ кДж энергии, что соответствует 789 кДж/кг.

Если задаться целью сопоставить энергию, передаваемую нашему образцу при трамбовании (модель I), не только с энергией, передаваемой образцу при автоклавировании (модель II), но и с энергией, передаваемой образцу при обжиге (модель III), то следует иметь в виду, что при обжиге в печах образцам передается далеко не вся та тепловая энергия, значения которой указываются в технических характеристиках обжиговых печей различных типов (печь типа 1, печь типа 2) и которые принимались нами в расчетах, приводимых ниже.

Следует однако учитывать, что приводимые ниже данные касаются полной энергии передаваемой камере печи, а образцам (кирпичам) передается она не полностью. Далее приводятся данные E , передаваемой образцу при обжиге:

Для одного из типов (печь типа 1) обжиговой печи известно, что тонне кирпича при $T=1000$ °С передается энергия 440000 ккал на тонну кирпича. Принимая во внимание 1 кал = 4,1868 Дж \approx 4Дж, получим (без учета потерь) значение переданной образцу тепловой энергии: $440 \cdot 10^3 \cdot 4 \text{ Дж} = 1760 \cdot 10^3 \text{ Дж/кг}$.

В сравнении с величиной энергии, переданной нашему образцу при замораживании, видим, что тепловая энергия при обжиге (модель II) превышает энергию при фазовом переходе примерно в 2,17 раза. Уже этот факт говорит о сопоставимости данных величин. Однако следует иметь в виду, что значения, указанные в технических характеристиках печи (печь типа 1) для обжига, относятся к полной энергии, подаваемой в камеру для обжига, размеры которой значительны, а непосредственно обжигаемым образцам передается далеко

не вся эта энергия. При этом конкретные значения энергии, получаемой в этом процессе, непосредственно для 1 кг материала не указываются.

Для второго типа (печь типа 2) обжиговой печи в технических характеристиках указывается значение тепловой энергии, передаваемой в камеру обжига в киловатт-часах при обжиге 1 т материала.

Для данного типа печи 1 тонне кирпича передается энергия $75^{\text{кВт/ч}}$. Переводя это значение в Дж на кг, получим (без учета потерь) значение переданной образцу тепловой энергии: $75^{\text{кВт/ч}}$ на тонну = $75 \cdot 3,6 \cdot 10^3 \cdot 10^3 \text{ Дж/т} = 75 \cdot 3,6 \cdot 10^6 \text{ Дж/т} = 75 \cdot 3,6 \cdot 10^3 \text{ Дж/кг} = 280 \cdot 10^3 \text{ Дж/кг}$.

Обобщая результаты приведенных расчетов, получаем сравнительные значения энергии, передаваемой образцам модифицируемого материала при различных моделях воздействия (таблица).

Сравнительные значения энергии, передаваемой образцам модифицируемого материала при различных моделях воздействия

Энергия, передаваемая образцу, кДж/кг			
Модель I	Модель II	Модель III	
		Печь типа 1	Печь типа 2
365	789	1760	280

Грунт, предварительно обработанный несколькими циклами замораживания/оттаивания, обладает повышенными механическими характеристиками. Энергия, подводимая к образцу, может иметь различную природу. Но в совокупности с чередованием дополнительных технологических операций позволяет достигнуть прочностных значений, необходимых для использования в формировании слоев искусственных оснований.

Выводы

Для формирования конструктивных слоев искусственных оснований из метаморфизированных глинистых грунтов, используемых для фундаментов, необходимо учитывать изменение механических свойств этих слоёв. Это очень важно при проектировании и последующей эксплуатации сооружений, построенных на фундаментах, опирающихся на сформированные основания.

Различные методы укрепления метаморфизированных глинистых грунтов дают разные физико-механические свойства получаемых слоев, но существует устойчивая корреляция с количеством энергии, приведенной к слою в единицу времени. Это вызвано в первую очередь единством механизма структурообразования материала, опирающегося на теорию агрегативной устойчивости лиофобных дисперсных систем. Вид энергии, подводимой к единице объема, не так существенен, и это подводит к мысли использовать низкотемпературные (безобжиговые) технологии для формирования конструктивных слоев искусственных оснований. Получая укрепленные слои, необходимо проектировать не только геометрические свойства, механические параметры, технологические операции, но и физические процессы при метаморфизации грунтов.

Библиографический список

1. Безобжиговые строительные материалы из отвального фосфогипса / С. Н. Золотухин, О. Б. Кукина, А. А. Абраменко [и др.]. – Saarbrücken : LAP LAMBERT, 2020. – 160 с. – ISBN 978-620-0-57064-2. – EDN NXPUQK.

2. Выскребенцев В.С., Черныш А.С. Об уплотнении структурно-неустойчивых грунтов тяжелыми трамбовками // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. – 2015 – № 3. – С. 26.
3. Anshun Zhang, Junhui Peng, Junhui Zhang, Chao Huang, Chao Zhou. Effect of Freeze-Thaw Cycles on Mechanical Properties of an Embankment Clay: Laboratory Tests and Model Evaluations
4. Пат. SU 1 649 012 A1, МПК E01C 21/02. Способ термического уплотнения глинистого грунта / Бабин Л.А., Гончарова Л.В., Спектор Ю.И., Смирнов Ю.Ю.; заявитель и патентообладатель: Уфимский нефтяной институт; № 4639722/33; заявл. 19.01.1989; опубл. 15.05.1991.
5. Пат. RU 2 404 131 C2, МПК C02F 1/22, C02F 1/18. Способ и устройство для очистки воды / Сандимиров С.А., Сандимиров А.А., Сандимирова М.А.; заявитель и патентообладатель: Сандимиров Сергей Анатольевич (RU); № 2009101494/05; заявл. 01.19.2009; опубл. 20.11.2010.
6. Adnan A. Basma, Erdil R. Tuncer. Effect of Lime on Volume Change and Compressibility of Expansive Clays // Transportation research record. – 1991. – P. 1295.
7. Mohamed Khemissa, Abdelkrim Mahamedi. Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay // Applied Clay Science. – 2014. – Vol. 95. – P. 104-110, DOI: 10.1016/j.clay.2014.03.017.
8. Ayyar R, Krishnaswamy R, Viswanadham S. Geosynthetics for foundations on a swelling clay. Int work on geotex, Bangalore, India; 1989.
9. Пат. RU 2 324 784 C1, МПК E01C 7/36, E02D 3/12. Способ получения укрепленного грунтового материала / Дубина Михаил Михайлович; заявитель и патентообладатель - Дубина Михаил Михайлович (RU); № 2006141403/03; заявл. 23.11.2006; опубл. 20.05.2008, Бюл. №14.
10. Пат. RU 2 382 850 C1, МПК E02D 3/11. Способ закрепления переувлажненных глинистых и просадочных грунтов / Фатеев Н.Т, Щетинин О.В., Рудченко В.И.; заявитель и патентообладатель: Федеральное государственное унитарное предприятие "Всероссийский научно-исследовательский институт по осушению месторождений полезных ископаемых, защите инженерных сооружений от обводнения, специальным горным работам, геомеханике, геофизике, гидротехнике, геологии и маркшейдерскому делу" (RU); № 2008133280/03; заявл. 13.08.2008; опубл. 27.02.2010; Бюл. №6.
11. Nima Latifi Ahmad Safuan A. Rashid, Sumi Siddiqua, Suksun Horpibulsuk. Micro-structural analysis of strength development in low- and high swelling clays stabilized with magnesium chloride solution — A green soil stabilizer, 2015.
12. B. Sri Vasavi , Dr.D.S.V.Prasad , A.C.S.V. Prasad. Stabilization of expansive soil using crumb rubber powder and cement, 2016.
13. Пат. RU 2 621 802 C1, МПК E02D 3/12, C04B 28/08, C04B 111/20. Укрепленный глинистый грунт / Черногиль Виталий Богданович (RU); заявитель и патентообладатель: Черногиль Виталий Богданович (RU); № 2016116124; заявл. 25.04.2016; опубл. 07.06.2017; Бюл. №16.
14. Пат. RU 2 592 588 C1, МПК E01C 7/36, E02D 3/12. Состав для стабилизации глинистого грунта и способ создания грунтовых дорог с его использованием / Зырянов Владимир Васильевич (RU); заявитель и патентообладатель: Федеральное государственное бюджетное учреждение науки Институт химии твердого тела и механохимии Сибирского отделения Российской академии наук (ИХТТМ СО РАН) (RU); заявл. 15.06.2015; опубл. 27.07.2016; Бюл. №21.
15. Клевко В.И. Оценка величины осадки фундамента на глинистых основаниях, армированных горизонтальными прослойками // Вестник Пермского национального

- исследовательского политехнического университета. Сер. Охрана окружающей среды, транспорт, безопасность жизнедеятельности. – 2012. – № 1. – С. 89–98.
16. Xiaojun Li, Haifang Wen, Balasingam Muhunthan. Modeling the Drying Shrinkage Cracking of Untreated Soils and Cementitiously Stabilized Soils - Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board, 2015.
 17. Козлов В.А., Волков В.В., Борисов А.Е. Моделирование работы дорожной конструкции со слоем из укрепленного материала // Строительная механика и конструкции. – 2022. – № 3 (34). – С. 7-19.

References

1. Zolotukhin S.N., Kukina O.B., Abramenko A.A. Non-firing building materials from dump phosphogypsum. Saarbrücken: LAP LAMBERT, 2020. 160 p. ISBN 978-620-0-57064-2. - EDN NXPUQK.
2. Vyskrebentsev V.S., Chernysh A.S. On the compaction of structurally unstable soils with heavy rammers. Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov. No. 3. 2015. P. 26.
3. Anshun Zhang, Junhui Peng, Junhui Zhang, Chao Huang, Chao Zhou. Effect of freeze-thaw cycles on mechanical properties of an embankment clay: laboratory tests and model evaluations.
4. Pat. SU 1 649 012 A1, IPC E01C 21/02. The method of thermal compaction of clay soil. Babin L.A., Goncharova L.V., Spektor Yu.I., Smirnov Yu.Yu.; applicant and patent holder: Ufa Oil Institute; No. 4639722/33; dec. 01/19/1989; publ. May 15, 1991.
5. Pat. RU 2 404 131 C2, IPC C02F 1/22, C02F 1/18. Method and device for water purification. Sandimirov S.A., Sandimirov A.A., Sandimirova M.A.; applicant and patent holder: Sandimirov Sergey Anatolyevich (RU); No. 2009101494/05; dec. 01.19.2009; publ. 11/20/2010.
6. Adnan A. Basma, Erdil R. Tuncer. Effect of lime on volume change and compressibility of expansive clays. Transportation Research Record. 1991. P. 1295.
7. Mohamed Khemissa, Abdelkrim Mahamedi. Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay. Applied Clay Science. Vol. 95. 2014. P. 104-110, DOI: 10.1016/j.clay.2014.03.017.
8. Ayyar R, Krishnaswamy R, Viswanadham S. Geosynthetics for foundations on a swelling clay. Int. work on geotex. Bangalore, India. 1989.
9. Pat. RU 2 324 784 C1, IPC E01C 7/36, E02D 3/12. Method for obtaining reinforced soil material. Dubina Mikhail Mikhailovich; applicant and patent holder: Dubina Mikhail Mikhailovich (RU); No. 2006141403/03; dec. 11/23/2006; publ. May 20, 2008, Bull. No. 14.
10. Pat. RU 2 382 850 C1, IPC E02D 3/11. The method of fixing waterlogged clay and subsidence soils. Fateev N.T., Shchetinin O.V., Rudchenko V.I.; applicant and patent holder: Federal State Unitary Enterprise "All-Russian Research Institute for Drainage of Mineral Deposits, Protection of Engineering Structures from Watering, Special Mining, Geomechanics, Geophysics, Hydraulic Engineering, Geology and Mine Surveying" (RU); No. 2008133280/03; dec. 08/13/2008; publ. 02/27/2010; Bull. No. 6.
11. Nima Latifi Ahmad Safuan A. Rashid, Sumi Siddiqua, Suksun Horpibulsuk. Micro-structural analysis of strength development in low- and high swelling clays stabilized with magnesium chloride solution. A Green Soil Stabilizer. 2015.
12. B. Sri Vasavi, Dr.D.S.V. Prasad, A.C.S.V. Prasad. Stabilization of expansive soil using crumb rubber powder and cement. 2016.

13. Pat. RU 2 621 802 C1, IPC E02D 3/12, C04B 28/08, C04B 111/20. Reinforced clay soil. Chernogil Vitaliy Bogdanovich (RU); applicant and patent holder: Chernogil Vitaliy Bogdanovich (RU); No. 2016116124; dec. 04/25/2016; publ. 06/07/2017; Bull. No. 16.
14. Pat. RU 2 592 588 C1, IPC E01C 7/36, E02D 3/12. Composition for stabilizing clay soil and a method for creating dirt roads using it. Zyryanov Vladimir Vasilyevich (RU); applicant and patent holder: Federal State Budgetary Institution of Science Institute of Solid State Chemistry and Mechanochemistry of the Siberian Branch of the Russian Academy of Sciences (ICHTM SB RAS) (RU); dec. 06/15/2015; publ. 2707.2016; Bull. No. 21.
15. Kleveko V.I. Evaluation of the value of foundation settlement on clay bases reinforced with horizontal layers. Bulletin of the Perm National Research Polytechnic University. Ser. Environmental Protection, Transport, Life Safety. No. 1. 2012. Pp. 89–98.
16. Xiaojun Li, Haifang Wen, Balasingam Muhunthan. modeling the drying shrinkage cracking of untreated soils and cementitiously stabilized soils. Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board. 2015.
17. Kozlov V.A., Volkov V.V. and Borisov A.E. Modeling of the work of a road structure with a layer of reinforced material. Structural Mechanics and Structures. No. 3(34). 2022. Pp. 7-19.

CHANGING AND CONSIDERING MECHANICAL PROPERTIES OF STRUCTURAL LAYERS OF METAMORPHISED CLAY SOILS IN FOUNDATION DESIGN

V. V. Volkov¹, V. P. Volokitin², S. N. Zolotukhin³, O. B. Kukina⁴, I. S. Dmitriev⁵

Voronezh State Technical University^{1,2,3,4,5}
Russia, Voronezh

¹PhD of Phys. And Math. Sciences, Associate Professor of the Department of Structural Mechanics, Tel.: +7(910)2402587, e-mail: kotlac@yandex.ru

²PhD of Tech. Sciences, Associate Professor of the Department of Designing Highways and Bridges, Tel.: +7(910)3497256, e-mail: dixi.o@mail.ru

³PhD of Tech. Sciences, Associate Professor of the Department of Building Structures, Bases and Foundations, Tel.: +7(920)2299680, e-mail: ser6812@yandex.ru

⁴PhD of Tech. Sciences, Associate Professor of the Department of Chemistry and Chemical Technology of Materials, Tel.: +7(910)3452888, e-mail: u00136@vgasu.vrn.ru

⁵Student of the Department of Civil Engineering, Tel.: +7(951)8656857, e-mail: ivan.dmitriev10@yandex.ru

This article deals with the stress-strain state of a layer of clay soils reinforced with detrital stone material formed during the dismantling of buildings and structures. The subject of the study is the mechanism of structure formation in these layers, the determination of their physical and mechanical parameters. The dependence of the change in the initial mechanical characteristics on the quantitative ratio of the applied energy has been established. The type of energy is not significant and the quantitative application in the technological process per unit volume of the structure being formed is important. The processes of structure formation are based on the mechanisms of aggregative stability of disperse systems. When designing foundation foundations, it is necessary to calculate not only geometric properties, mechanical parameters, technological operations for the formation of layers, but also physical processes during soil metamorphization.

Keywords: design of foundations, metamorphization, clayey soils, dispersed building materials, non-firing technologies.

ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ СТАТЕЙ

1. К рассмотрению принимаются научные статьи общим объемом от 8 до 16 страниц. Материал статьи следует представить в редакцию в электронном и печатном виде.

2. Формат страницы – А4. Поля: верхнее – 2, нижнее – 3, правое и левое – 2 см.

Шрифт текста – Times New Roman с одинарным интервалом. Размер шрифта основного текста – 12 пт. Аннотация, ключевые слова, подрисуночные подписи, информация об авторах – 10 пт. Абзацный отступ – 1,25 см.

3. Структура статьи:

3.1. УДК (приводится в левом верхнем углу);

3.2. Название статьи (шрифт – 12 пт., жирный);

3.3. Имя, отчество, фамилия автора (-ов);

3.4. Сведения об авторе(-ах): ученая степень, ученое звание, занимаемая должность, место работы, город, контактная информация;

3.5. Аннотация (основная информация о статье и полученных результатах исследования; требуемый объем аннотации – от 100 до 250 слов);

3.6. Ключевые слова (основные понятия, рассматриваемые в статье);

3.7. Текст статьи;

3.8. Библиографический список (на русском и английском языках);

3.9. Пункты 3.2–3.6 на английском языке. Предлагаемый перевод должен полностью соответствовать тексту на русском языке;

3.10. Сведения о финансировании (если есть).

4. Основной текст статьи должен быть структурирован (введение, постановка задачи, методы исследования, результаты, выводы или заключение и т.п.).

5. Рисунки и таблицы располагаются по мере их упоминания в тексте. Рисунки в виде ксерокопий из книг и журналов, а также плохо отсканированные не принимаются.

6. Ссылки на литературу в статье указываются в квадратных скобках (например, [1]).

Библиографический список приводится в конце статьи (по порядку упоминания в тексте) и оформляется по ГОСТ Р 7.05-2008 «Библиографическая ссылка. Общие требования и правила составления». Самоцитирование не более 30 %.

7. Для публикации статьи необходимо выслать на почтовый адрес редакции внешнюю рецензию. Обращаем внимание авторов на то, что наличие внешней рецензии не отменяет внутреннего рецензирования и не является основанием для принятия решения о публикации.

8. Все представленные в редакцию материалы проверяются в программе «Антиплагиат». Автор несет ответственность за научное содержание статьи и гарантирует оригинальность представляемого материала.

9. Редакция имеет право производить сокращения и редакционные изменения текста рукописи.

ПО ВСЕМ ВОПРОСАМ,
СВЯЗАННЫМ С ПУБЛИКАЦИЕЙ СТАТЕЙ, ОБРАЩАТЬСЯ:

главный редактор – Сафронов Владимир Сергеевич, д-р техн. наук, проф.,
зам. главного редактора – Козлов Владимир Анатольевич, д-р физ.-мат. наук, проф.,
ответственный секретарь – Габриелян Грайр Егишеевич, канд. техн. наук, доцент.

Почтовый адрес редакции: 394006 г. Воронеж, ул. 20-летия Октября, д. 84, ком. 2211.
Тел./факс: +7(473)271-52-30, e-mail: vss22@mail.ru.