

СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА ИНЖЕНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ

2019 Том 15 № 1

DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1

<http://journals.rudn.ru/structural-mechanics> (открытый доступ)

Обзорно-аналитический и научно-технический журнал
Издается с 2005 г.

Свидетельство о регистрации СМИ ПИ № ФС77-19706 от 13 апреля 2005 г.

выдано Федеральной службой по надзору за соблюдением законодательства в сфере массовых коммуникаций и охране наследия
Учредитель: Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Российский университет дружбы народов»

ISSN 1815-5235 (print), 2587-8700 (online).

Периодичность 6 выпусков в год.

Языки: русский, английский.

Журнал индексируют: РИНЦ, Cyberleninka, DOAJ, Google Scholar, Ulrich's Periodicals Directory, WorldCat, Dimensions.

Включен в Перечень ведущих научных журналов и изданий ВАК при Минобрнауки России по группе научных специальностей 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения, 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения, 05.23.17 – Строительная механика.

Подписной индекс по каталогу агентства «Роспечать» – 20479 (полгода).

Обзорно-аналитический и научно-технический журнал «*Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*» знакомит читателей с достижениями отечественных и зарубежных ученых в области геометрии пространственных конструкций, сопротивления материалов, строительной механики, теории упругости и расчета строительных и машиностроительных конструкций, освещает вопросы научно-технического прогресса в строительстве и машиностроении, публикует аналитические обзоры по теме журнала.

Сайт журнала содержит полную информацию о журнале, его редакционной политике и этических принципах, требования к подготовке и условия публикации статей, а также полные выпуски журнала с 2008 г. (в рамках политики свободного доступа).

РЕДАКЦИОННАЯ КОЛЛЕГИЯ

ГЛАВНЫЙ РЕДАКТОР

Акимов П.А., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

ЗАМЕСТИТЕЛЬ ГЛАВНОГО РЕДАКТОРА

Галишиникова В.В., д-р техн. наук, доц., РУДН, Москва, Россия

ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЙ РЕДАКТОР

Мамиева И.А., РУДН, Москва, Россия

ЧЛЕНЫ РЕДАКЦИОННОЙ КОЛЛЕГИИ:

Ванин В.В., д-р техн. наук, проф., Киевский политехнический университет, Киев, Украина

Лисичкин С.Е., д-р техн. наук, ООО «ИЦСКТЭ», Москва, Россия

Зверев Е.М., д-р техн. наук, проф., ИПМ РАН, Москва, Россия

Обозов В.И., д-р техн. наук, проф., ЦНИИСК, Москва, Россия

Буй Суан Нам, доцент, Ханойский университет горного дела и геологии, Ханой, Вьетнам

Санжаровский Р.С., д-р техн. наук, проф., ЕНУ им. Гумилева, Астана, Казахстан

Аганов В.П., д-р техн. наук, проф., МГСУ, Москва, Россия

РЕДАКЦИОННЫЙ СОВЕТ

Андреев В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИУ МГСУ, Москва, Россия

Баженов В.А., акад., Национальная академия педагогических наук, д-р техн. наук, проф., КНУСА, Киев, Украина

Голик В.И., д. член РАЕН, д-р техн. наук, проф., Северо-Кавказский горно-металлургический институт (государственный технологический университет), Владикавказ, Россия

Заксенхофер Райханд Ф., профессор, Горный университет в Леобене, Австрия

Иванов С.П., д-р техн. наук, проф., ПГТУ (ВолгаТех), Йошкар-Ола, Россия

Карпенко Н.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., НИИСФ РААСН, Москва, Россия

Колчунов В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ЮЗГУ, Курск, Россия

Мандроне Джузеппе, доцент, Университет Турина, Италия

Красич Соня, кандидат технических наук, Нишский университет, Ниш, Сербия

Мазуле Фредерик, профессор, Высшая инженерная школа «Централь Сюлепек», Университет Париж-Сакли, Франция

Ляхович Л.С., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ТГАСУ, Томск, Россия

Травуш В.И., акад. РААСН, д-р техн. наук, проф., ЭНПИ, Москва, Россия

Якутов Н.М., чл.-корр. РИА, д-р техн. наук, проф., ИММ ФИЦ КазНЦ РАН, Казань, Россия

СОДЕРЖАНИЕ

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

<i>Санжаровский Р.С., Манченко М.М., Гаджиев М.А., Мусабаев Т.Т., Тер-Эммануильян Т.Н., Вареник К.А.</i> Система несостоятельности современной теории длительного сопротивления железобетона и предупреждения проектировщиков	3
<i>Galishnikova V.V., Gebre T.H.</i> A Comparative study of beam design curves against lateral torsional buckling using AISC, EC and SP (Сравнение расчетных кривых балки с боковым крутильным изгибом с использованием AISC, EC и СП)	25
<i>Марутян А.С.</i> Гнутозамкнутые профили и расчет их оптимальных параметров	33
<i>Марасанов А.И.</i> Анализ надежности материала георешетки со случайными нелинейными вязкоупругими характеристиками	44

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

<i>Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов В.И., Каприелов С.С., Демьянов А.И., Конорев А.В.</i> Основные результаты экспериментальных исследований железобетонных конструкций из высокопрочного бетона В100 круглого и кольцевого сечений при кручении с изгибом	51
--	----

ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ

<i>Игнатъев А.В., Чумаков А.В., Гилка В.В.</i> Моделирование неполной алгебраической проблемы собственных значений и векторов методом частотно-динамической конденсации на основе МКЭ в форме классического смешанного метода	62
---	----

ТЕОРИЯ ТОНКИХ УПРУГИХ ОБОЛОЧЕК

<i>Сейфуллаев Ф.А., Мирзоева Г.Р., Керимова Ш.А.</i> Асимптотический анализ собственных частот осесимметрических колебаний ортотропных цилиндрических оболочек в бесконечной упругой среде, заполненной жидкостью	69
---	----

ДИНАМИКА КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ

<i>Маджидов И.У., Ибрагимов Б.Т., Сулейманов А.А.</i> Анализ пожарной опасности сейсмозащитных деформационных швов	75
--	----

Редактор Ю.А. Заикина
Дизайн обложки: Ю.Н. Ефремова
Компьютерная верстка: Ю.А. Заикина

Адрес редакции:

Российский университет дружбы народов
Россия, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6; тел.: +7 (495) 955-08-58; факс: +7 (495) 955-08-58; e-mail: stmj@rudn.university; i_mamieva@mail.ru

Подписано в печать 18.02.2019. Выход в свет 28.02.2019. Формат 60×84/8.

Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура «Times New Roman». Усл. печ. л. 9,30. Тираж 250 экз. Заказ № 303. Цена свободная.

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего образования «Российский университет дружбы народов» (РУДН)

Россия, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, д. 6

Отпечатано в типографии ИПК РУДН:

Россия, 115419, Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3

STRUCTURAL MECHANICS OF ENGINEERING CONSTRUCTIONS AND BUILDINGS

2019 VOLUME 15 No. 1

DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1

<http://journals.rudn.ru/structural-mechanics> (Open Access)

Founded in 2005

by Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University)

ISSN 1815-5235 (print), 2587-8700 (online).

Published 6 times a year.

Languages: Russian, English.

Indexed by RSCI (elibrary.ru), Cyberleninka, DOAJ, Google Scholar, Ulrich's Periodicals Directory, WorldCat, Dimensions.

The Journal has been included in the list of the leading review journals and editions of the Highest Certification Committee of Ministry of Education and Science of Russian Federation in which the basic results of PhD and Doctoral Theses are to be published.

Review-and-analytic and scientific-and-technical peer-reviewed journal "Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings" shows the readers round the achievements of Russian and foreign scientists in the area of geometry of spatial structures, strength of materials, structural mechanics, theory of elasticity and analysis of building and machine-building structures, illumines the problems of scientific-and-technic progress in building and machine-building, publishes analytic reviews on the aims and scope of the Journal.

The Journal website contains full information about the Journal, editorial policy and ethics, requirements for the preparation and publication of the articles, etc., as well as full-text issues of the Journal since 2008 (Open Access).

EDITORIAL BOARD

EDITOR-IN-CHIEF

P.A. Akimov, Chairman, Member of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, DSc, Professor, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

ASSISTANT EDITOR-IN-CHIEF

V.V. Galishnikova, DSc, RUDN University, Moscow, Russia

MANAGING EDITOR

I.A. Mamieva, RUDN University, Moscow, Russia

MEMBERS OF EDITORIAL BOARD:

V.V. Vanin, DSc, Professor, National Technical University of Ukraine "Igor Sikorsky Kyiv Polytechnic Institute", Kiev, Ukraine

S.E. Lisichkin, DSc, Scientific Research Institute of Energy Structures, Moscow, Russia

E.M. Zveryaev, DSc, Professor, Keldysh Institute of Applied Mathematics (Russian Academy of Sciences), Moscow, Russia

V.I. Obozov, DSc, Professor, Central Research Institute of Building Structures (TzNIISK im. V.V. Kucherenko), Moscow, Russia

Xuan Nan Bui, PhD, Assoc. Professor, Hanoi University of Mining and Geology, Hanoi, Vietnam

R.S. Sanjarovskiy, DSc, Professor, L.N. Gumilyov Eurasian National University, Astana, Kazakhstan

V.P. Agapov, DSc, Professor, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

EDITORIAL COUNCIL

V.I. Andreev, Chairman, Member of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, DSc, Professor, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

V.A. Bazhenov, Member of the National Academy of Educational Science of Ukraine, DSc, Professor, Kiev National University of Building and Architecture, Kiev, Ukraine

V.I. Golik, Member of the Russian Academy of Sciences, DSc, Professor, North-Caucasian Institute of Mining and Metallurgy (State Technological University), Vladikavkaz, Russia

Reinhard F. Sachsenhofer, PhD, Professor, Montanuniversität Leoben, Austria

S.P. Ivanov, DSc, Professor, Volga State University of Technology, Yoshkar-Ola, Russia

N.I. Karpenko, Member of the RAACS, DSc, Professor, NIISF RAACS, Moscow, Russia

V.I. Kolchunov, Member of the RAACS, DSc, Professor, South-West State University, Kursk, Russia

Giuseppe Mandrone, PhD, Ass. Prof. in Engineering Geology, University of Torino, Italy

Sonja Krasic, PhD of Technical Science, University of Nis, Nis, Serbia

Fredéric Magoulès, DSc, Professor, Centrale Supélec, Université Paris-Saclay, France

L.S. Lyakhovich, Member of the RAACS, DSc, Professor, Tomsk State University of Architecture and Building (TSUAB), Tomsk, Russia

V.I. Travush, Member of the RAACS, DSc, Professor, ENPI, Moscow, Russia

N.M. Yakupov, Corresponding Member of Russian Engineering Academy, DSc, Professor, IME of FIC KazanSC of RAS, Russia

CONTENTS

ANALYSIS AND DESIGN OF BUILDING STRUCTURES

- Sanzharovskiy R.S., Manchenko M.M., Hadzhiev M.A., Musabaev T.T., Ter-Emmanuilyan T.N., Varenik K.A.* System of insufficiency of the modern theory of long-term resistance of reinforced concrete and designers' warnings 3
- Galishnikova V.V., Gebre T.H.* A comparative study of beam design curves against lateral torsional buckling using AISC, EC and SP 25
- Marutyan A.S.* Curved closed profiles and calculation of their optimal parameters 33
- Marasanov A.I.* Reliability analysis of geogrid material with random nonlinear viscoelastic characteristics 44

EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS

- Travush V.I., Karpenko N.I., Kolchunov V.I., Kapriyelov S.S., Dem'yanov A.I., Konorev A.V.* Main results of experimental studies of reinforced concrete structures of high-strength concrete B100 round and circular cross sections in torsion with bending 51

NUMERICAL METHODS OF ANALYSIS OF STRUCTURES

- Ignatyev A.V., Chumakov A.V., Gilka V.V.* Simulation of an incomplete algebraic problem of eigenvalues and vectors by the method of frequency-dynamic condensation based on FEM in the form of the classical mixed method 62

THEORY OF THIN ELASTIC SHELLS

- Seyfullayev F.A., Mirzayeva G.R., Kerimova Sh.A.* Asymptotic analysis of natural frequencies of axisymmetric oscillations of orthotropic cylindrical shells in an infinite elastic medium, liquid filled 69

DYNAMICS OF STRUCTURES AND BUILDINGS

- Madzhidov I.U., Ibragimov B.T., Suleymanov A.A.* Fire danger analysis of seismic expansion joints 75

Copy Editor Iu.A. Zaikina
Graphic Designer Iu.N. Efremova
Layout Designer Iu.A. Zaikina

Address of the Editorial Board:

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University)
6 Miklukho-Maklaya St., Moscow, 117198, Russian Federation; tel.: +7 (495) 955-08-58; fax: +7 (495) 955-08-58; e-mail: stmj@rudn.university; i_mamieva@mail.ru

Printing run 250 copies. Open price

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University)
6 Miklukho-Maklaya St., Moscow, 117198, Russian Federation

Printed at Publishing House of RUDN University:
3 Ordzhonikidze St., Moscow, 115419, Russian Federation

© Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University), 2019
© Krivoshapko N.S., photo on the cover of the Journal (James Joyce Bridge, Dublin, Ireland), 2019

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.012

RESEARCH PAPER | НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-3-24

System of insufficiency of the modern theory of long-term resistance of reinforced concrete and designers' warnings

Rudolf S. Sanzharovsky¹, Maxim M. Manchenko², Muhlis A. Hadzhiev³,
Turlybek T. Musabaev⁴, Tatyana N. Ter-Emmanuilyan^{5*}, Kirill A. Varenik⁶¹L.N. Gumilyov Eurasian National University
11 Kazhymukana St., Astana, 010000, Republic of Kazakhstan²Krylov State Research Center
44 Moskovsky Prospekt, Saint Petersburg, 196158, Russian Federation³Azerbaijan University of Architecture and Construction
11 Ayna Sultanova St., Baku, AZ1073, Republic of Azerbaijan⁴L.N. Gumilyov Eurasian National University
2 Satpayev St., Astana, 010000, Republic of Kazakhstan⁵Russian University of Transport
9 Obrazcova St., bldg. 9, Moscow, 127994, Russian Federation⁶Yaroslav-the-Wise Novgorod State University
41 Big Saint Petersburg St., Velikiy Novgorod, 173003, Russian Federation

*tanya_ter@mail.ru

(received: December 10, 2018; revised: January 15, 2019; accepted: January 22, 2019)

Abstract. Aim of the research. The essence of the failure of the globally widespread theory of long-term resistance of reinforced concrete is defined and analyzed.

Methods. This failure includes the following interconnected parts: 1) the set of ten basic fundamental properties of structural concrete is completely distorted (for example, instantaneous linear properties are Maxwell scheme); 2) mathematical rules are violated when recording the rates of elastic deformation and creep deformation, due to a misunderstanding of the Boltzmann principle (these violations distort the whole structure of the theory); 3) the rules of classical mechanics are violated, what is caused by substitution of fundamental properties of concrete with various “chain models” (for example, the principle of independence of action of forces, which is the fourth fundamental law of Galileo – Newton, is violated); 4) sections of the general “world theory of creep of reinforced concrete”, based on its algebraization, in their essence reject the fundamental law of natural science – Newton's second law: not only the inertial component is rejected, but also forces depending on speed (in this way the “world theory of creep of reinforced concrete” is degraded to the level of Aristotle's mechanics); 5) unacceptably idealized creep theories and structural models that endow concrete with unrealizable properties, especially flagrant in zones of cracks, are incorporated in the normative calculations of structures; 6) solid design companies of the world show that concrete creep is not a scientific theory: this is a warning to designers.

Results. The performed analysis is accompanied by necessary mathematical calculations and experimental estimates.

Keywords: elastoplastic deformation of concrete, theory for concrete creep, long-term resistance of reinforced concrete, modern building codes

© Sanzharovsky R.S., Manchenko M.M., Hadzhiev M.A., Musabaev T.T., Ter-Emmanuilyan T.N., Varenik K.A., 2019
© Санжаровский Р.С., Манченко М.М., Гаджиев М.А., Мусабаев Т.Т., Тер-Эммануильян Т.Н., Вареник К.А., 2019



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

Система несостоятельности современной теории длительного сопротивления железобетона и предупреждения проектировщиков

Р.С. Санжаровский¹, М.М. Манченко², М.А. Гаджиев³,
Т.Т. Мусабаев⁴, Т.Н. Тер-Эммануильян^{5*}, К.А. Вареник⁶

¹Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева
Республика Казахстан, 010000, Астана, ул. Кажымукана, 11

²Крыловский государственный научный центр
Российская Федерация, 196158, Санкт-Петербург, Московское шоссе, 44

³Азербайджанский университет архитектуры и строительства
Азербайджанская Республика, AZ1073, Баку, ул. Айны Султановой, 11

⁴Евразийский национальный университет им. Л.Н. Гумилева
Республика Казахстан, 010000, Астана, ул. Сатпаева, 2

⁵Российский университет транспорта
Российская Федерация, 127994, Москва, ул. Образцова, д. 9, стр. 9

⁶Новгородский государственный университет имени Ярослава Мудрого
Российская Федерация, 173003, Великий Новгород, ул. Большая Санкт-Петербургская, 41

*tanya_ter@mail.ru

(поступила в редакцию: 10 декабря 2018 г.; доработана: 15 января 2019 г.; принята к публикации: 22 января 2019 г.)

Цель. Установлена и анализируется сущность несостоятельности мировой теории длительного сопротивления железобетона.

Методы. Несостоятельность рассматриваемой теории включает в себя следующие взаимно связанные части: 1) полностью искажена совокупность десяти основных фундаментальных свойств конструкционного бетона (к примеру, мгновенные линейные свойства являют собой тело Максвелла); 2) нарушены правила математики при записи скоростей упругой деформации и деформации ползучести из-за непонимания принципа Больцмана (эти нарушения коверкают всю структуру теории); 3) нарушены правила классической механики, вызванные подменой фундаментальных свойств бетона различными «цепными моделями» (например, нарушен принцип независимости действия сил, являющийся четвертым основным законом Галилея – Ньютона); 4) разделы общей «мировой теории ползучести железобетона», основанные на ее алгебраизации, по своей сути отвергают фундаментальный закон естествознания – второй закон Ньютона: отбрасывается не только инерционная составляющая, но и силы, зависящие от скорости, на уровень механики Аристотеля; 5) в нормативных расчетах сооружений заложены недопустимо идеализированные теории ползучести и модели конструкций, наделяющие бетон несбыточными свойствами, особенно для зон с трещинами; 6) солидные проектные компании мира показывают, что ползучесть бетона не является научной теорией – это является предостережением для проектировщиков.

Результаты. Анализ сопровождается необходимыми математическими выкладками и экспериментальными оценками.

Ключевые слова: упругопластические деформации бетона, теория ползучести бетона, длительное сопротивление железобетона, современные строительные нормы

The aim of the research

The analyzed here theory is characterized by its authors as a new global harmonized format; it is “coordinated and promoted by international standards institutes within the framework of the global harmonization scenario” [1]. This theory is being actively promoted now by well-known scientists to introduction into the field of internationally recog-

nized regulatory and technical documents and main rules of application. This theory has been widely published and introduced into the FIB Standard, the ASI manual, and other documents [2; 3]. It is approved at various international conferences in the United States, Europe, and Russia, for example, at the First International Scientific and Technical Gvosdev Readings (Moscow, October 2017). Therefore, the analysis presented below is important not only for scien-

tific theory, but also for the vast international practice of reinforced concrete construction [4]. We identify and analyze errors in the areas of creep theory, where, as pointed by the leaders and authors of this theory, there is an “established consensus” [1]; we do not offer a different point of view or simplifications in standardization, since the elimination of the identified errors will significantly simplify the theory of long-term resistance of reinforced concrete.

The methods

About the inconsistency of the theory of creep of reinforced concrete: this system appeared and develops on a set of erroneous principles, rules and unauthorized methods; the inconsistency is aggravated by numerous incorrect substitutions (random or deliberate) of the fundamental experimental properties of concrete; that is based on the inheritance of the principles of the inappropriate Boltzmann's theory of elastic aftereffect.

The following comprehensively testifies to the failure of the theory: the presence of a system of gross mathematical errors; violations of the principles and rules of classical mechanics and Eurocodes; inconsistencies with well-known experimental data; negative results of design practices, including global experience in designing unique structures by RAMBOLL structures (United Kingdom) [4].

The fundamental errors analyzed in this article are characteristic not only of concrete creep, but also of the rheology of the whole complex of aging materials. It is known that such materials include “concrete, wood, various polymers and plastics, rocks (also soils), ice, etc., (they) are characterized by the fact that their physicochemical properties change over time, i.e. depend on the age of the material.”

We first consider the set of fundamental experimental properties of concrete. Concrete, as a structural material, has substantially non-linear properties; they are well known from Eurocodes, and began to be introduced to the norms of many countries after the work of L. Baes (1927):

1. “Creep deformations are non-linear from the lowest loading levels, ...no linear creep area... exists.” So testify the founders of the theory A.A. Gvozdev, N.Kh. Arutyunyan, S.V. Aleksandrovsky, P.I. Vasilyev, figure 18].

As early as in 1931, the nonlinear creep of concrete is manifested in the results of the extensive experiments of R.E. Davis and H.E. Davis.

The world format, considering only linear creep of concrete, describes something that does not exist. The character of the curves in figure 1 shows that any

of the three curves ($\sigma = 0,29R_{lim}$, $\sigma = 0,5R_{lim}$, $\sigma = 0,75R_{lim}$) cannot be approximately replaced by a horizontal line $\sigma = 0,1R_{lim}$: The values of specific deformations differ by 2–5 times, although we are talking only about a particular situation – simple creep. At variable stresses $\sigma(t)$, it is necessary to additionally consider the transition from one curve to another curve.

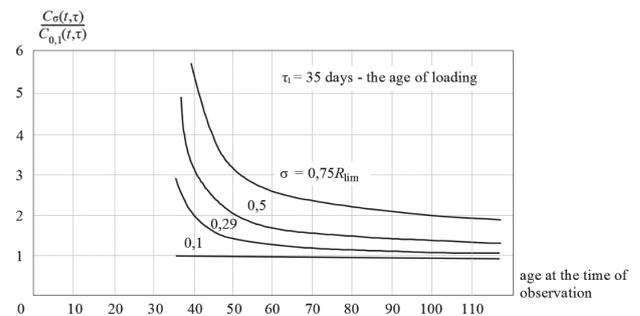


Figure 1. Change in the ratio of specific creep deformations at different initial stress levels $C_\sigma(t, \tau)$ to specific creep deformations at initial stress level $C_{0,1}(t, \tau)$

Figure 1 shows a fragment of the extensive experimental data of NIIZHB widely published in various scientific journals; the same data can be obtained from the well-known works of A.D. Ross, R.A. Melnik, and other scientists. The ordinate axis in figure 1 shows the values of the ratio $C_\sigma(t, \tau)/C_{0,1}(t, \tau)$, that is, the ratio of nonlinear creep measures (specific creep deformations), found experimentally at different levels of constant stresses σ , to the creep measure corresponding to the minimum experimental level of stress $\sigma = 0,1R_{lim}$. We remind that the creep measure $C(t, \tau)$ according to G.A. Maslov is the “creep deformation by the time t from a single stress state that occurred at time τ ”.

Let us pay attention here to the inconsistency of attempts to describe the non-linear creep of concrete with the help of linear “chain models” arising from the data in figure 1. These attempts first appeared in the work of McHenry (1943) and are still ongoing in the world theory analyzed here. Additionally, we note that these attempts also lead to a violation of the foundations of classical mechanics.

A.N. Rzhantsyn, analyzing the experiments, paid attention: “creep curves change their appearance when constant stress changes”. This indicates, on the one hand, the presence of some parameter $\mu(\tau)$ in the specific creep curve $C_\sigma(\mu(\tau), t, \tau)$, and on the other hand,

the unsuitability of the very common affine similarity condition $C_\sigma = F[\sigma(\tau), \tau]C(t, \tau)$: $F[\sigma(\tau), \tau]$ is an experimental nonlinearity function; $C(t, \tau)$ is a measure of concrete creep.

2. Creep deformations of concrete are unsteady; nonstationarity is taken into account using the aging function $\varphi(\tau)$ in the expression of creep measure $C(t, \tau) = \varphi(\tau)f(t - \tau)$, $f(t - \tau)$, “a function that takes into account the increase in time of the creep measure”. The function $\varphi(\tau)$ determines the aging process $0 \leq \tau \leq t < \infty$, $\varphi(\tau) = \lim_{t \rightarrow \infty} C(t, \tau)$.

In scientific literature there are many proposals for the form of recording function $\varphi(\tau)$, substantiated by extensive experiments [8].

In the world theory format considered here, the creep characteristic $\Phi(t, \tau)$ is used, associated with the creep measure by the relation $\Phi(t, \tau) = C(t, \tau)E(\tau)$, $E(\tau)$ is the elastic modulus. This shows that the use of creep characteristics leads to a greater number of empirical coefficients determined by different experiments. For example, according to N. Arutyunyan

$$\Phi_{char}(\tau) = \varphi(\tau)E(\tau) = \left(C_0 + \frac{A_1}{\tau} \right) E_0 (1 - \beta e^{-\alpha\tau}),$$

where E_0 , β , α are additional elastic modulus constants complicating the aging function. This remark is of no fundamental importance; it points to the unjustified cumbersomeness of the unsuccessful choice.

3. Creep deformations of concrete are damped. As early as in 1955, A.A. Gvozdyev pointed out: “If the effective voltage is still below the limit of long-term resistance, then the deformation is non-linear, but fading” [14].

4. Creep deformations (years) and short-term deformations (minutes) of concrete in the experiments appear separately and independently of each other; their average speeds differ in 518 400 times. For this reason, the substitution of short-term non-linear deformations by deformations of linear “minute creep” is an error. This substitution leads to a violation of the classical mechanics principle of independence of action of forces.

5. Short-term deformations of concrete are non-linear [5]; the σ - ε_M diagram has a drop-down section and a limited length, figure 2.

This property of concrete has been known for more than a hundred years (Ritter, Frank, Zaliger, Bach, Süle, Gastev, Boguslavsky, Rosh, Sakhnovsky, Yoshida,

Emperger, Schreier, Nilender, Onishchik, Podolsky, Baykov and others). The curve proposed by Sardzhin (Canada) is used in Eurocode 2.

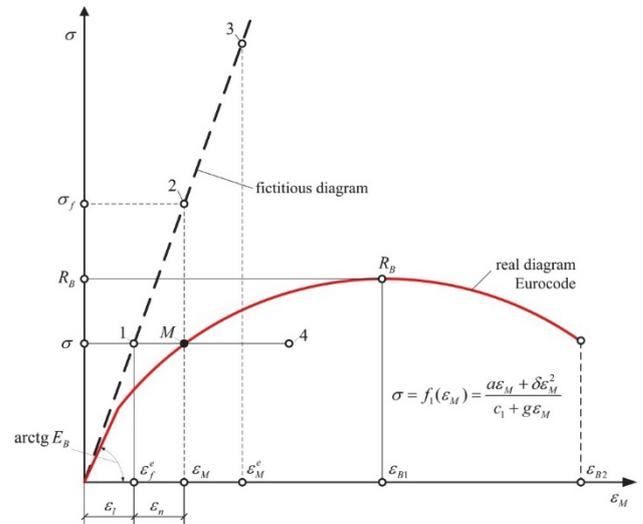


Figure 2. The distortion of the σ - ε diagram of concrete

However, in the world format of creep theory, short-term deformations are replaced by Hooke's law.

In scientific literature, this linearity of short-term deformations is justified by various unreliable methods. Numerous and thorough experiments of reputable scientists on nonlinear short-term deformation are disavowed. An erroneous statement appears about the “experimentally grounded” instantaneous elastic properties of concrete: “in experiments, instantaneous deformations are linearly dependent on stresses”; “instantaneous deformations are linearly related to stresses and, accordingly, the modulus of elastic-instantaneous deformations does not depend on the value and sign of stresses”; “elastic-instantaneous should be understood as deformations that develop under action of a statistical load at a very high speed”; “concrete is often viewed as a largely inelastic material... Fortunately, it is not. Differences from Hooke's law for concrete are explained by the influence of time... By extrapolation, an instantaneous strain curve is obtained, which is clearly rectilinear.” With surprising persistence, they also fail to hope for chain models, erroneously converting plastic deformation ε_n , to the minute creep deformation.

6. Short-term deformations of concrete are non-stationary; in the short term chart σ - ε_M (figure 2) parameters a , b , g are functions of time. For example: $a = 2 \cdot 10^5 (1 - e^{-0.03\tau})$; according to

experimental data from VNIIG $b = \frac{R_B(\tau)}{\varepsilon_{B0}^2(\tau)}$,

$$g = \left[\frac{E(\tau)}{R_B(\tau)} - \frac{2}{\varepsilon_{B0}(\tau)} \right] \varepsilon_{B0}^2.$$

7. There is non-linearity of deformation due to the low tensile strength of concrete, which rejects models of norms based on the condition of infinite extensibility of concrete $\sigma(\tau)$.

8. Non-stationarity of stresses $\sigma(\tau)$ emphasizes the inadmissibility of the use of simplifications in the form of algebraization of the theory of concrete creep [1; 8].

9. The total deformation of concrete, which occurs under the action of stress $\sigma(\tau)$, is the sum of creep deformations and short-term deformations.

The substitution of the instantaneous nonlinear deformation ε_n by the minute creep deformation caused confusion in the results of experimental values, and also in the normalization of the creep characteristic φ_∞ . Depending on experimenter's arbitrary choice, the creep characteristic is determined in four ways.

$$\varphi_{1\infty} = \frac{\varepsilon_n + \varepsilon_{cr}}{\varepsilon_l}, \quad \varphi_{2\infty} = \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_l},$$

$$\varphi_{2\infty} = \frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_l + \varepsilon_n}, \quad \varphi_{4\infty} = \frac{\varepsilon_n}{\varepsilon_l}.$$

where ε_n is instantaneous nonlinear deformation; ε_l is instantaneous linear deformation; ε_{cr} is creep deformation.

For definiteness, we consider high levels of stresses $\sigma \rightarrow R_b$ at which it is possible (for analysis) to assume that the deformations are equal to each other. In this particular case, we have essentially different values of creep characteristic ($\varphi_{1\infty} = 2$, $\varphi_{2\infty} = 1$, $\varphi_{3\infty} = 0,5$, $\varphi_{4\infty} = 1$): the difference is up to four times, which is unacceptable for use in design practice.

10. At stresses $\sigma > R_{st}$, exceeding the limit of long-term resistance of concrete, creep deformation is undamped [14].

The combination of the listed fundamental properties of concrete (established by the Eurocode) is unique in its complexity. This set demonstrates practical interests, the need to take them into account in a robust theory of calculation of reinforced concrete, the inadmissibility of neglect of each of the properties. These neglects constitute the insolvency system of the considered world theory, with numerical errors of up to 300% or more, with gross mathematical errors.

The beginning of the creation of the theory of concrete creep was carried out in 1940 by the outstanding scientist hydrotechnician G.A. Maslov. He introduced the classical linear connection between the stress

$\sigma(\tau)$ and the compliance function Φ (in the world theory $\Phi = I(t, t')$), which characterizes the displacement under a single force, by analogy with the potential systems of classical mechanics. He indicated the need to take into account the aging of concrete in the measure of creep and non-stationarity of the modulus of elasticity.

G.A. Maslov emphasized, strongly warned that the first step in building the theory was being taken: “to evaluate the creep effect in the operation of concrete and reinforced concrete (hydrotechnical) structures in the first approximation”; “at the present stage, our knowledge in this area has to be idealized... the physical side of the phenomenon”; “we accept assumptions..., simplifying mathematical calculations”.

The initial and cautious assumptions of G.A. Maslov, his urgent warnings are forgotten in the modern world theory of long-term resistance to reinforced concrete. The set of fundamental properties of concrete, including those formulated in the Principles and Rules of Eurocode 2, and obligatory for use in world norms, is unprecedentedly distorted in modern international standards. In them, the theory of concrete creep is based on other properties and rules: on the erroneous principle of superposition; on non-existent linear properties: on fictional “chain models”; unreasonable references to the classical Volterra theory are used; algebraization of theory is applied and other errors.

We first consider the fundamental error in copying the principle of Boltzmann’s linear superposition.

The overlaying principle is the basis of both the modern scientific theory of concrete creep, which received from foreign scientists the name “world harmonized format”, and the developments “in recent decades international standards institutes... for recommendations, norms and technical guidance documents” [1–3]. In these works, it is indicated that McHenry in the USA (1943) “substantiated this tendency by experimental studies of the creep of hermetic specimens according to the principle of superposition characteristic of Volterra's theory.”

We give the fundamental law of concrete creep in the original notation [1]:

$$\varepsilon_\sigma(t) = \sigma(t_0)J(t, t_0) + \int_{t_0}^t J(t, t')d\sigma(t'), \quad (1a)$$

where $\varepsilon_\sigma(t)$ is total strain from stress $\sigma(t)$; $J(t, t') = \frac{1}{E_c(t')} + \frac{\varphi(t, t')}{E_c(t')}$ is the compliance function; $E_c(t')$ is the non-stationary modulus of elasticity; $\varphi(t, t')$ is non-stationary creep characteristic, taking into account aging.

In scientific publications it is usually integrated in (1) in parts, obtaining

$$\varepsilon_{\sigma}(t) = \frac{\sigma(t)}{E_c(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \left[\frac{1}{E_c(t')} + \frac{\varphi(t, t')}{E_c(t')} \right] dt'. \quad (1b)$$

We note that the term $\frac{\varphi(t, t')}{E_c(t')}$ is a creep measure

of concrete $C(t, t')$, used in publications in in the countries of the former USSR, which is preferable to using the creep characteristic in processing experiments.

We emphasize that the aging of concrete is taken into account in $\varphi(t, t')$ and $C(t, t')$, and the modulus of elastic-instantaneous deformation $E_c(t')$ essentially depends on the age of concrete.

Equations (1a) and (1b) are justified by two fundamental assumptions: the principle of linear connection between stresses and strains

$$\varepsilon_{\sigma}(t, t') = \sigma(t') J(t, t'); \quad (1c)$$

overlying principle, verbally formulated in various presentation options in numerous well-known publications on the theory of concrete creep, reference books, for example, in [9].

Serious errors in (1a) make the normative theory inappropriate to the Eurocode, unreliable and uneconomical. With an annual volume of 4 billion m³ of application of concrete and reinforced concrete in the world, the losses from such norms and calculations are a significant amount. Recall also the tragedy of the collapse of Transvaal-Park (Moscow, 2004), caused by the problems of concrete creep.

We first consider the terms in (1a), (1b), describing short-term properties and deformations. Here, in the world format of the theory, a number of substitutions of properties are made from the fundamental set (1.–10.).

The first substitution is a violation of property 5. Nonlinear instantaneous deformation $\varepsilon_M = \varepsilon_l + \varepsilon_n$, point M in figure 2, is replaced by the elastic deformation ε_l , point 1 in figure 2: i.e., the real curvilinear diagram of the Eurocode is thrown out and replaced by a fictitious line diagram (figure 2).

Article 1.4 (5) of the Eurocode 0 prohibits such unauthorized actions, it indicates the need to justify such actions: it is necessary “to prove that they comply with the principles and, at least, not worse than them in terms of safety, operational suitability and durability, assumed using the relevant article of the Eurocode”. Meanwhile, the first substitution underestimates short-term deformations of concrete to 100%, and in the calculations of compressed structures the error in the ultimate load is up to 500%.

The second substitution, unnoticed by scientists, distorts the Hooke elastic model, erroneous here, figure 2; it attaches to the classical linear connection $\sigma(t)/E(t)$ a non-existent and unreal body of a viscous fluid, with Newton's linear viscosity coefficient

$$\eta(t') = \frac{E_c^2(t')}{\dot{E}_c(t')}:$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_l(t) &= \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t_0)} + \int_{t_0}^t \frac{1}{E_c(t')} d\sigma(t') = \\ &= \frac{\sigma(t)}{E_c(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')} dt'. \end{aligned} \quad (2)$$

Formula (2) represents the first terms in (1a), (1b), and demonstrates the transformation of a classical nonstationary elastic body into Maxwell's viscoelastic medium.

The essence of the *second substitution* follows from the principle of superposition, the fundamental principle in the construction of the law of creep (1a). The principle of superposition, being a kind of catachresis (abuse), simultaneously combines two concepts that are incompatible in meaning: stationarity and non-stationarity of the mechanical properties of concrete. Borrowing the Boltzmann scheme, the principle of superposition borrows the nonstationarity of the corresponding material properties of this scheme, that is, rejects the fundamental nonstationary linear properties of concrete 6., replacing them with stationary properties. The principle of superposition is applied in non-stationary linear properties (1c), under the conditions of the fundamental meaning of this non-stationarity.

The mathematical essence of the error arises from the second substitution in the values of deformations of concrete, detected as follows.

The rate of elastic deformation is

$$\dot{\varepsilon}_l(t') = \dot{\sigma}(t') \frac{1}{E_c(t')} + \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')}.$$

Integrating, we obtain

$$\varepsilon_l(t) - \varepsilon_l(t_0) = \int_{t_0}^t \frac{1}{E_c(t')} d\sigma(t') + \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')} dt'.$$

Integrating the first term in parts, we find

$$\begin{aligned} \varepsilon_l(t) - \varepsilon_l(t_0) &= \frac{\sigma(t)}{E_c(t)} - \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t_0)} - \\ &- \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')} dt' + \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')} dt'. \end{aligned}$$

Hence the short-term deformation is equal to

$$\varepsilon_l(t) = \frac{\sigma(t)}{E_c(t)}; \quad (3)$$

it is also seen that the first term under the integral sign (1a) is excessive, and the use of superposition principle

$$\begin{aligned} \varepsilon_l(t) &= \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t_0)} - \int_{t_0}^t \frac{1}{E_c(t')} d\sigma(t') = \\ &= \frac{\sigma(t)}{E_c(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')} dt' \end{aligned} \quad (4)$$

in (1a) and (1b) is deeply mistaken.

Let us make a numerical estimate of the error arising in determining the instantaneous elastic deformation distorted by the principle of superposition. Using $\sigma(t) = \sigma_0 = \text{const}$ in (3), (4) we obtain

$$\varepsilon_l(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t)} \text{ and } \varepsilon_l(t_0) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} = \text{const.}$$

Comparison of these deformations is shown in figure 3.

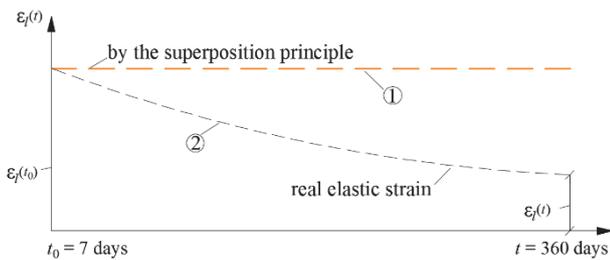


Figure 3. Comparison of $\varepsilon_l(t_0)$ and $\varepsilon_l(t)$

Curve 2 in figure 3 corresponds to the VNIIG data on the change of the elastic modulus $E_c(t)$ with time. Errors in the value of the elastic deformation at $t = 360$ days reach $\approx 300\%$.

Distortions of instantaneous nonstationary nonlinear deformations ε_n , their attempts of an untenable description, will be considered later.

The last term under the integral sign in the law (1b) is the third substitution of the fundamental property 1 of nonlinear creep: the non-existent property of linear creep is used instead. It can be seen from data of figure 1, that the error from such a substitution is up to +400% with $t = 40$ days. If the average curve corresponding to $\sigma = 0,5R_{lim}$ with its experimental parameters is taken as a basis, then the error from such a distortion will be from +200 to -200%.

The fourth substitution is demonstrated by the last part of the integral (1b)

$$\int_{t_0}^t \frac{\varphi(t, t')}{E_c(t')} d\sigma(t'),$$

describing the development of creep deformations with $\sigma(t')$ variables. The principle of Boltzmann's linear superposition, corresponding to the stationary properties of creep of the material, is copied with the name of the principle of superposition; that is, substitution of the fundamental property 2 of concrete occurs in this case. This substitution, on the one hand, leads to the loss of three components in the basic law (1a), caused by the rate of change of the coefficient of compliance

$$\begin{aligned} &\sigma(t') \frac{1}{E_c(t')} \frac{\partial \varphi(t, t')}{\partial t} + \\ &+ \sigma(t') \frac{1}{E_c(t')} \frac{\partial \varphi(t, t')}{\partial t'} - \sigma(t') \varphi(t, t') \frac{\dot{E}_c(t')}{E_c^2(t')}, \end{aligned}$$

at that they are comparable in importance to the remaining term. These losses cause significant discrepancies between theory and experiments, described in the scientific literature. They lead to the incorrect expression of the creep kernel, even within the framework of the non-existent linear creep theory of concrete. The principle of superposition distorts this linear theory, causing the appearance of additional non-existent bodies. The number of such bodies depends on the form of the function $\varphi(t, t')$, which describes the non-stationary creep characteristic in the basic law (1). We write this function in the well-known, widely used in scientific literature, as

$$\frac{\varphi(t, t')}{E_c(t')} = \frac{\varphi_\infty(t') [1 - e^{-\gamma(t-t')}] }{E_c(t')}, \quad (5)$$

where $\varphi_\infty(t')$ is a function considering aging of concrete.

In the famous monograph of I.E. Prokopovich the creep characteristic $\varphi(t, t')$ of foreign scientists is designated as $\bar{C}(t, \tau)$ these are identical values.

In the case of (5) the basic law (1a) forms four superfluous (fictitious) bodies: two bodies of the Voigt type and two viscous elements connected in series with each other. The deformations of these bodies are equal

$$\begin{aligned} \varepsilon_{1f}(t) &= \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{1}{\eta_{1f}(t')} e^{-\gamma(t-t')} dt', \\ \eta_{1f}(t') &= \frac{E_c(t')}{\dot{\varphi}_\infty(t')}; \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{2f}(t) &= \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{1}{\eta_{2f}(t')} dt', \\ \eta_{2f}(t') &= \frac{E_c^2(t')}{\dot{E}_c(t')} \frac{1}{\varphi_\infty(t')}; \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{3f}(t) &= \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{1}{\eta_{3f}(t')} e^{-\gamma(t-t')} dt', \\ \eta_{3f}(t') &= -\frac{E_c^2(t')}{\dot{E}_c(t')} \frac{1}{\varphi_\infty(t')}; \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{4f}(t) &= \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{1}{\eta_{4f}(t')} dt', \\ \eta_{4f}(t') &= -\frac{E_c(t')}{\dot{\varphi}_\infty(t')}, \end{aligned} \quad (9)$$

where $\eta_{1f}, \dots, \eta_{4f}$ are viscosity coefficients or coefficients of internal resistance of fictitious bodies; moreover, the bodies (8) of the Voigt and (9) of the viscous element expand when compressed.

Creep deformations (6)–(9), caused by the influence of the superposition principle on the classical connection (1c), are fiction; they are also summarized with short-term fictitious deformation

$$\begin{aligned} \varepsilon_{5f}(t) &= -\int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')} dt': \quad (10) \\ \varepsilon_{6f}(t) &= \sum_{i=1}^5 \varepsilon_{if}(t), \end{aligned}$$

and introduce large errors in the total strain $\varepsilon_\sigma(t)$, determined by the creep law (1b).

This revealed fact of a significant erroneous complication of the theory, caused by the principle of superposition, shows the inconsistency of the judgments of leading scientists currently expressed about the mythical advantages and benefits of this principle, evaluating it with the exact opposite: “and, on the other hand, this hypothesis greatly simplifies the phenomenological theory of creep and makes it simpler and more accessible for use in engineering calculations”; “as applied to linear creep deformations, the superposition principle was first used by L. Boltzmann (1874), but only recently it was proved (B. Persoz) for non-linear creep deformations”.

The fifth substitution violates the fundamental property of concrete 5.

In the framework of the requirements of Eurocode 2 to the diagram of instantaneous deformation of concrete (figure 2) it is necessary to recognize

the error of the creep theory, the removal of plastic deformation ε_n from the total instantaneous deformation ε_M and its transfer into the category of creep deformation $\varepsilon_{cr}(t)$: plastic deformation ε_n develops about 1–2 minutes (Aleksandrovsky, Bazant), and creep deformation $\varepsilon_{cr}(t)$ lasts for years; the rate of increase of nonlinear deformations is up to 2000 times the rate of increase of creep deformations (in 1 day); growth rate and time of elastic ε_I and nonlinear deformations ε_n have the same order; an error is the separation of these deformations by splitting the total quantity ε_{cr} in violation of the Eurocode 2 rules.

Plastic instantaneous deformation ε_n is endowed with the name of fast-flowing or minute creep; total deformation of the usual $\varepsilon_I(t)$ and fast-flowing creep ε_n is sought using a creep measure

$$C(t, \tau) = C_{\text{on}}(t, \tau) + C_{\text{of}}(t, \tau),$$

presented in the form of two functions for ordinary and for fast-flowing creep. Such a technique artificially creates unnecessary mathematical difficulties, and a violation of the principle of independence of the action of forces that is fundamental in mechanics (more in section 5) arises; ridiculous results also arise in the design calculations.

The mathematical complexity consists in the necessity of constructing an unnecessary integral, followed by defects in the principle of superposition,

$$\varepsilon_n(t) = \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C_{\text{of}}(t, \tau),$$

whereas ε_n is easily found from the Sargin formula, other equations describing instant diagrams, for example, from Emperger's parabola $\varepsilon_n = B_2 \sigma^2$ or from the dependence proposed by NIIZHB

$$\varepsilon_n = \frac{\sigma^4}{ER_{\text{lim}}^3} \left(0, 1 + \frac{24}{2 + R_{\text{lim}}} \right).$$

Comparing these formulas with each other, we see the fallacy of the integral form, designed to find the fast-flowing creep, its artificiality.

Let us give an instructive example showing the absurdity of the results obtained using fast-flowing creep deformations. Consider the longitudinal bending of the compressed rack in the interval of one day after loading, when, in the main, only fast-flowing creep has time to appear. A long-term critical force in accordance with the well-known decisions of Rzhantsyn, Rabotnov, Shesterikov, Prokopovich, is equal

$$\text{to } P_d = \frac{\pi^2 HI}{e^2}, \text{ where } H = \frac{E}{1 + \varphi_{ff}}, \text{ } \varphi_{ff} \text{ -- characteristic}$$

tic of fast-flowing creep. This critical force tends to infinity with a length $l \rightarrow 0$ (figure 4), what is rejected by both experiments and common sense.

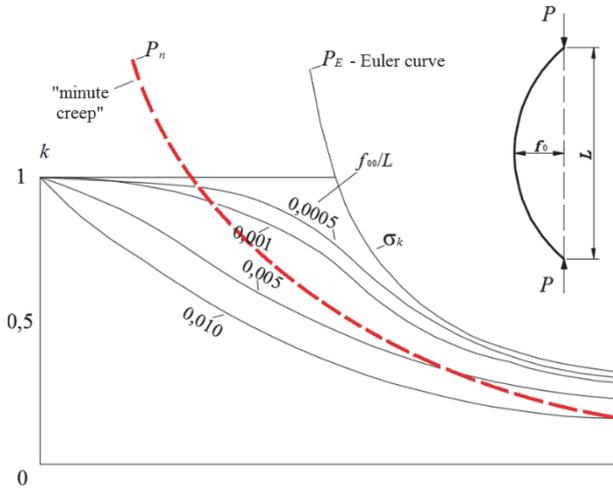


Figure 4. The schedule of calculation of compressed-curved concrete structures with an initial deflection

If instantaneous nonlinear deformations are not added to creep deformations, then we have a tangential-modular (or reduced-modular) critical force with a finite value as $l \rightarrow 0$.

Note that the renaming of plastic deformations ε_n (figure 2) in the creep deformation $\varepsilon_c(t)$ and their uniform mathematical description

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{\tau_1}^t \frac{\sigma(u)}{E(u)} L_E(t, u) du$$

in the record of function $L_E(t, u)$ leads to distortion of the results of experimental research on concrete creep problems in all countries of the world (see [1]). As a result of such mixing, creep deformations mistakenly acquire initial “vertical segments”, distorting the values of creep deformations (up to 50%), distracting concrete creep researchers and misleading experts in the theory of reinforced concrete.

The erroneous assumption of “fast-flowing creep”, “minute creep” and “vertical segments” has distorted the direction of the development of the theory of creep of reinforced concrete. The introduction of this assumption in the norm is detrimental to reinforced concrete construction.

Writing a concrete creep measure in the form of such a sum not only leads to mathematical complication of the creep theory, but also violates the principle of independence of the action of Newtonian mechanics.

For clarity, we consider a simple and instructive case. We will write down the measure of creep in

the form proposed by S.V. Aleksandrovsky (in his notation)

$$C(t, \tau) = A_3 [1 - e^{-\gamma(t-\tau)}] + A_4 [1 - e^{-\alpha(t-\tau)}], \quad (11)$$

where $A_3 = \psi(\infty) = \text{const}$; $A_4 = \Delta(\infty) = \text{const}$; $\alpha \gg \gamma > 0$.

“The presence of the second term in the formula... provides an initial steep rise in creep curves for small $t-\tau$ ”.

Differentiating the integral equation (1b) two times in t , taking into account (11), we obtain the second order differential ($E = \text{const}$) equation corresponding to that.

$$\begin{aligned} \ddot{\varepsilon} E + (\gamma + \alpha) E \dot{\varepsilon} + \gamma \alpha E \varepsilon = \\ = \ddot{\sigma} + [(\gamma + \alpha) + EA_3 \gamma + EA_4 \alpha] \dot{\sigma} + \\ + [1 + EA_3 + EA_4] \gamma \alpha \sigma. \end{aligned}$$

From this equation it is clear that there is a force proportional to the acceleration

$$\sigma = \frac{E}{(1 + EA_3 + EA_4) \gamma \alpha} \ddot{\varepsilon}(t).$$

The remaining forces are proportional to $\varepsilon, \dot{\varepsilon}, \ddot{\sigma}, \ddot{\varepsilon}$ insignificant.

In Newtonian mechanics the presence of forces proportional to acceleration, indicates violation of the principle of independence of action of forces, and the impossibility of using expression (11) for concrete creep in practical problems, with variable forces $\sigma(t)$. We will come to the same result if we use many other formulas to describe the creep measure in the form of two or more terms (Yashin, McHenry, Prokopovich, Ulitsky, etc.).

The broad interpretation of the compliance factor in the form of “chain models” of type (11), beginning with the work of McHenry, is widely used for the sixth substitution of the fundamental property 1 of non-linear creep of concrete. McHenry, for example, writes a “chain model” in the form of

$$C(t, \tau) = C_0 [1 - e^{-\gamma(t-\tau)}] + C_1 e^{-\gamma_2 t'} [1 - e^{-\gamma_3(t-t')}]. \quad (12)$$

McHenry himself admitted his attempt failed [6], which is not surprising. Here, as in the previous substitution, a violation of the principle of independence of action of forces appears; the principle of superposition here also forms a series of additional fictitious bodies that distort the creep core and the results of the theory. In addition, these defects, complementing each other, give unpredictable results for the theory.

We assign numerous untenable attempts to describe the theory of creep with the help of the so-called condition of affine similarity of creep curves to the seventh substitution of property 1 for non-linear creep of concrete

In this theory, the instantaneous properties of concrete are usually assumed to be non-stationary elastic, and the compliance function $I(t, t')$, depending on the parameter $\mu(t')$, is written in the usual form

$$I(t, t') = \frac{1}{E_c(t')} + C_\sigma[\mu(t'), t, t'].$$

Further, it is erroneously considered that the parameter μ is the stress σ (the *seventh substitution*).

$$I(t, t') = \frac{1}{E_c(t')} + F[\sigma(t'), t'] \cdot C(t, t').$$

As the *eighth substitution*, it is considered possible to write the specific creep deformation $C_\sigma[\mu(t'), t, t']$ in a degenerate form (see also property 1).

In accordance with the principle of superposition, we have the law of creep

$$\varepsilon_\sigma(t) = \frac{\sigma(t)}{E_c(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \left\{ \frac{1}{E_c(t')} + F[\sigma(t'), t'] \cdot C(t, t') \right\} dt'. \quad (13)$$

Then a mathematical error appears, consisting in incorrect differentiation of the second integrand and the loss of the term

$$\left[\frac{\partial F}{\partial \sigma} \dot{\sigma}(t') + \frac{\partial F}{\partial t'} \right] C(t, t'), \quad (14)$$

what distorts the original superposition principle (13) and leads to appearing of the second (*ninth substitution*) principle of superposition in the basic creep law in the second integral term

$$\varepsilon_\sigma(t) = \frac{\sigma(t)}{E_c(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')} dt' - \int_{t_0}^t \sigma(t') F[\sigma(t'), t'] \frac{\partial C(t, t')}{\partial t'} dt', \quad (15)$$

and appearing of the second fictitious force $\sigma_c^*(t') = \sigma(t') F[\sigma(t'), t']$, acting independently of the first force $\sigma(t')$ (related to development of instantaneous deformations). We note that the loss of term (14) distorts the meaning of experimental data on the nature of specific creep curves corresponding

to different levels of loading, what follows from (15): nonlinearity function $F[\sigma(t'), t']$ removed from the essence of the curves C_σ and transferred to the force $\sigma(t')$, what formed a new non-linear relationship between stress and strain.

We present one of the numerous formulations justifying the erroneous law (15) in form of H. Leaderman: “...Boltzmann's principle of superposition of deformation with time was used... When deriving rheological equations for materials ‘with memory’ satisfying the closed cycle condition, Boltzmann postulated a linear relation between stresses and strains and used a hypothesis allowing to consider recovery. While the principle of superposition was reduced as a natural additional hypothesis. Later it was shown (Leaderman) that the principle of superposition does not require a linear connection between stresses and strains.”

Comparing (15) and (1a), we emphasize that the nonlinear theory of concrete creep not only repeats the errors of the linear theory, but also adds two new significant errors to them: it incorrectly determines the parameter and function of nonlinearity of creep; supplements the linear erroneous principle of superposition with additional erroneous principle of superposition, which is nonlinear. The essence of the very principle of superposition, its connection with the Boltzmann scheme and its “chain models”, was analyzed in detail in [15].

Recently, works have emerged that develop the “modification of the principle of strain superposition for nonlinear creep” in the form

$$\varepsilon(t, t_0) = \varepsilon(t_0) + \int_{t_0}^t \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right] d\sigma_c(\tau), \quad (16a)$$

where $\sigma_c(\tau) = S[\sigma(\tau)]$ is known stress function $\sigma(\tau)$.

The fallacy of this record is similar to that used in (1a). The total strain rate here is

$$v_\sigma(t, \tau) = \dot{S}[\sigma(\tau)] \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right] + S[\sigma(\tau)] \frac{d}{d\tau} \frac{1}{E(\tau)} + S[\sigma(\tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) + S[\sigma(\tau)] \frac{\partial}{\partial t} C(t, \tau). \quad (16b)$$

This shows that in (16a) the last three terms of (16b) are lost. The significance of these terms is identical to the significance that we described above in paragraphs 1–3. It should be additionally taken into account that the identity of the nonlinear function $S[\sigma(\tau)]$ is also incorrect for short and long deformations.

“Modification” not only saves the gross errors of the nonlinear theory (15), but also adds new ones:

– instantaneous deformation, as before, is endowed with a mythical body of viscous fluid according to Maxwell's scheme, but the error is qualitatively preserved in the complicated structure shown in figure 3;

– nonlinear creep is based on the untenable and non-existent condition of affine similarity, however, the nonlinearity function is now determined not from creep experiments, corresponding to figure 1, and from experiments on short-term loading (figure 2), and has no relation to the creep measure $C(t, t')$.

The results

The mathematical analysis of the existing errors of the modern theory of long-term resistance of reinforced concrete is carried out: in the values of instantaneous deformation, the error is up to 300%; in va-

lues of long deformation – up to 250%. There are many substitutions due to the non-stationarity property 8 of the stress $\sigma(\tau)$. With such substitutions, the creep law is empirically converted to the form of some algebraic expression. Stresses here are replaced by a variety of values: constant stress; conditional “average equivalent stress over a period of time $t - t_0$ ”; stress is replaced by a certain function (linear, parabolic), depending on the creep characteristic of concrete, the mean-theorem is also involved; other empirical untenable substitution. N.Kh. Arutyunyan, S.V. Aleksandrovsky repeatedly show the inconsistency of algebraic creep theories: the condition of a unambiguous algebraic connection between $C(t, \tau)$ and $\sigma(\tau)$ is “devoid of physical meaning”; such a connection “leads” to implausible results.

RU

Цель исследования

Анализируемая в статье теория характеризуется ее авторами как новый мировой гармонизированный формат: он «координируется и продвигается международными институтами по стандартизации в рамках всемирного гармонизационного сценария» [1]. Сейчас эта теория активно пропагандируется известными мировыми учеными с целью внедрения в область международно признанных нормативно-технических документов и основных правил применения. Ей посвящены многочисленные публикации, она включена в Типовые нормы FIB, руководство ASI и другие документы [2; 3]. Ее одобряют на различных международных конференциях США, Европы, России, например на Первых Международных научно-технических «Гвоздевских чтениях» (Москва, октябрь 2017 г.). Следовательно, анализ, излагаемый в данной статье, важен не только для научной теории, но и для громадной международной практики железобетонного строительства [4]. Выявляются и рассматриваются ошибки в той области теории ползучести, где, как свидетельствуют ее руководители и авторы, есть «установившийся консенсус» [1]; речь также не идет об иной точке зрения или упрощениях в стандартизации, поскольку устранение выявленных ошибок существенно упростит теорию длительного сопротивления железобетона.

Методы

Немного о несостоятельности теории ползучести железобетона. Эта система возникла и развивается из-за построения теории на совокупности оши-

бочных принципов, правил и самовольных приемов, что усугубляется многочисленными подменами (случайными или преднамеренными) фундаментальных опытных свойств бетона, и основывается на наследовании принципов несоответствующей теории упругого последствия Больцмана.

О несостоятельности теории разносторонне и комплексно свидетельствуют: наличие системы грубых математических ошибок; нарушения принципов и правил классической механики и Еврокодов; несоответствия общеизвестным экспериментальным данным; отрицательные результаты проектной практики, в том числе мировой опыт проектирования уникальных сооружений структурами RAMBOLL (Великобритания) [4].

Анализируемые в статье основополагающие ошибки характерны не только для ползучести бетона, но и для реологии всего комплекса стареющих материалов. Известно, что к таким материалам относятся «бетон, древесина, многие полимеры и пластмассы, горные породы (также грунты), лед и др., (они) характерны тем, что их физико-механические свойства меняются во времени, т.е. зависят от возраста материала».

Рассмотрим сначала совокупность фундаментальных опытных свойств бетона. Бетон как конструкционный материал имеет существенно нелинейные свойства; они общеизвестны из Еврокодов и начали внедряться в нормы многих стран после работы L. Baes (1927 г.):

1. «Деформации ползучести нелинейны с самых низких уровней загрузки, ... никакой области *линейной ползучести*... не существует». Так свидетельствуют основоположники теории А.А. Гвоз-

дев, Н.Х. Арутюнян, С.В. Александровский, П.И. Васильев, рис. 1 [8].

Нелинейная ползучесть бетона уже в 1931 г. проявляется в результатах планомерно проведенных обширных экспериментов R.E. Davis и H.E. Davis.

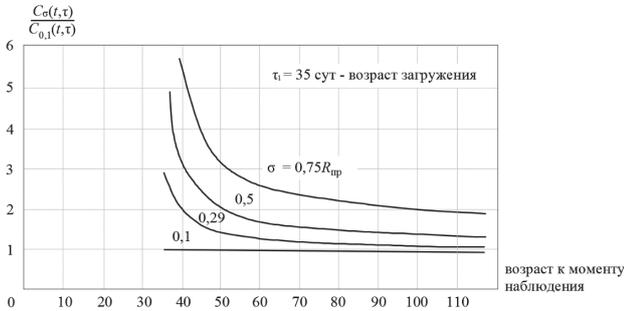


Рис. 1. Изменение отношений удельных деформаций ползучести при разных начальных уровнях напряжений $C_\sigma(t, \tau)$ к удельным деформациям ползучести при начальном уровне напряжений $C_{0,1}(t, \tau)$

Мировой формат, рассматривая только линейную ползучесть бетона, описывает то, чего не существует. Характер графиков на рис. 1 показывает, что любую из трех кривых ($\sigma = 0,29R_{np}$, $\sigma = 0,5R_{np}$, $\sigma = 0,75R_{np}$) невозможно приближенно подменить горизонтальной прямой $\sigma = 0,1R_{np}$: значения удельных деформаций различаются в 2–5 раз, причем речь идет только о частной ситуации – простой ползучести. При переменных напряжениях $\sigma(t)$ необходимо дополнительно рассматривать переход от одной кривой к другой кривой.

На рис. 1 приведен фрагмент из обширных экспериментальных данных НИИЖБ, широко опубликованных в различных научных изданиях; такие же данные можно получить из хорошо известных работ А.Д. Росс, Р.А. Мельника и других ученых. По оси ординат на рис. 1 показаны значения отношения $C_\sigma(t, \tau)/C_{0,1}(t, \tau)$, то есть отношения мер нелинейной ползучести (удельных деформаций ползучести), найденных экспериментально при разных уровнях постоянных напряжений σ , к мере ползучести, соответствующей минимальному в опыте уровню напряжений $\sigma = 0,1R_{np}$. Напомним, что мера ползучести $C(t, \tau)$ по Г.А. Маслову – это «деформация ползучести к моменту времени t от единого напряженного состояния, наступившего в момент времени τ ».

Обратим здесь внимание на несостоятельность попыток описать нелинейную ползучесть бетона с помощью линейных «цепных моделей», вытекающую из данных рис. 1. Эти попытки начаты в работе Мак-Генри (1943 г.) и продолжаются до сих пор в анализируемой нами мировой теории. Дополнительно заметим, что эти попытки также приводят к нарушению основ классической механики.

А.Н. Ржаницын, анализируя эксперименты, обращал внимание: «кривые ползучести *меняют свой вид* при изменении постоянного напряжения». Это свидетельствует, с одной стороны, о присутствии некоторого параметра $\mu(\tau)$ в кривой удельной меры ползучести $C_\sigma(\mu(\tau), t, \tau)$, а с другой стороны, о непригодности использования весьма распространенного условия аффинного подобия $C_\sigma = F[\sigma(\tau), \tau]C(t, \tau)$: $F[\sigma(\tau), \tau]$ – экспериментальная функция нелинейности; $C(t, \tau)$ – мера ползучести бетона.

2. Деформации ползучести бетона нестационарна; нестационарность учитывается с помощью функции старения $\varphi(\tau)$ в выражении меры ползучести $C(t, \tau) = \varphi(\tau)f(t - \tau)$, $f(t - \tau)$ – «функция, учитывающая нарастание во времени меры ползучести». Функция $\varphi(\tau)$ определяет процесс старения

$$0 \leq \tau \leq t < \infty, \quad \varphi(\tau) = \lim_{t \rightarrow \infty} C(t, \tau).$$

В научной литературе имеется много предложений по виду записи функций $\varphi(\tau)$, обоснованных обстоятельными экспериментами [8].

В рассматриваемом здесь мировом формате теории используется характеристика ползучести $\Phi(t, \tau)$, связанная с мерой ползучести соотношением $\Phi(t, \tau) = C(t, \tau)E(\tau)$, $E(\tau)$ – модуль упругости. Отсюда видно, что использование характеристики ползучести приводит к большему числу эмпирических коэффициентов, определяемых различными по постановке экспериментами. Например, по данным Н.Х. Арутюняна

$$\Phi_{\text{хар}}(\tau) = \varphi(\tau)E(\tau) = \left(C_0 + \frac{A_1}{\tau} \right) E_0 (1 - \beta e^{-\alpha \tau}),$$

где E_0 , β , α – дополнительные константы модуля упругости, усложняющие функцию старения. Это замечание не имеет принципиального значения,

оно указывает на неоправданную громоздкость неудачного выбора.

3. Деформации ползучести бетона носят затухающий характер. А.А. Гвоздев еще в 1955 г. указывал: «Если действующее напряжение еще ниже предела длительного сопротивления, то деформация – нелинейная, но затухающая» [14].

4. Деформации ползучести (годы) и кратковременные деформации бетона (минуты) в опытах проявляются раздельно и независимо друг от друга; средние скорости их различаются в 518 400 раз. По этой причине ошибкой является подмена кратковременных нелинейных деформаций деформациями линейной «минутной ползучести», приводящая к нарушению принципа независимости действия сил классической механики.

5. Кратковременные деформации бетона нелинейны [5]; диаграмма σ – ε_m имеет ниспадающий участок и ограниченную протяженность (рис. 2).

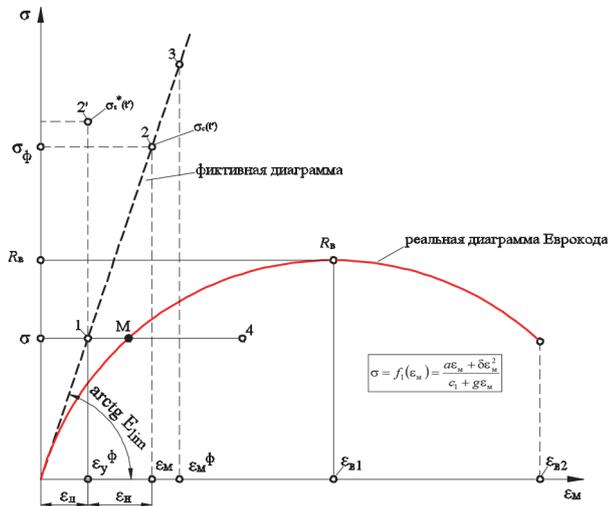


Рис. 2. Искажение диаграммы σ – ε бетона

Это свойство бетона известно более ста лет (Риттер, Франк, Залигер, Бах, Шюле, Гастев, Богуславский, Рош, Сахновский, Йошида, Эмпергер, Шрейер, Нилендер, Онищик, Подольский, Байков и др.). В Еврокоде 2 использована кривая, предложенная Сарджиним (Канада).

Однако в мировом формате теории ползучести кратковременные деформации подменяются законом Гука.

В научной литературе линейность кратковременных деформаций обосновывается различными недостоверными способами; многочисленные и основательные опыты авторитетных ученых о нелинейной кратковременной деформации дезавуируются; появляется ошибочное утверждение об «экспериментально обоснованных» мгновенных упругих свойствах бетона: «в экспериментах мгновенные деформации линейно зависят от напряжений»; «мгновенные деформации линейно связаны с напряжениями и соответственно модуль упруго-мгновенных деформаций не зависит от значения и знака напряжений»; под «упруго-мгновенными» следует понимать деформации, развивающиеся под действием *статистической нагрузки с весьма большой скоростью*; «бетон часто рассматривается как материал в значительной степени неупругий... К счастью, это не так. Отличия от закона Гука для бетона объясняются влиянием времени... Путем экстраполяции получается кривая мгновенных деформаций, которая оказывается четко прямолинейной». С удивительной настойчивостью также несостоятельно уповают на цепные модели, ошибочно переделав пластическую деформацию ε_n (рис. 2) в деформацию минутной ползучести.

6. Кратковременные деформации бетона нестационарны; в кратковременной диаграмме σ – ε_m (рис. 2) параметры a , b , g являются функциями времени. Например: $a = 2 \cdot 10^5 (1 - e^{-0,03\tau})$;

по опытным данным ВНИИГ $b = \frac{R_b(\tau)}{\varepsilon_{b0}^2(\tau)}$,

$$g = \left[\frac{E(\tau)}{R_b(\tau)} - \frac{2}{\varepsilon_{b0}(\tau)} \right] \varepsilon_{b0}^2.$$

7. Присутствует нелинейность деформирования, обусловленная малой прочностью бетона на растяжение, отвергающая модели норм, основанных на условии бесконечной $\sigma(\tau)$ растяжимости бетона.

8. Нестационарность напряжений $\sigma(\tau)$ подчеркивает недопустимость использования упрощений в виде алгебраизации теории ползучести бетона [1; 8].

9. Полная деформация бетона, возникающая под действием напряжения $\sigma(\tau)$, является суммой деформаций ползучести и кратковременной деформации.

Подмена мгновенной нелинейной деформации ε_n деформацией минутной ползучести внесла беспорядок в результаты экспериментальных значений, а также в нормирование характеристики ползучести φ_∞ . В зависимости от каприза экспериментатора характеристику ползучести определяют четырьмя способами

$$\varphi_{1\infty} = \frac{\varepsilon_n + \varepsilon_{п}}{\varepsilon_{л}}, \quad \varphi_{2\infty} = \frac{\varepsilon_{п}}{\varepsilon_{л}},$$

$$\varphi_{2\infty} = \frac{\varepsilon_{п}}{\varepsilon_{л} + \varepsilon_n}, \quad \varphi_{4\infty} = \frac{\varepsilon_n}{\varepsilon_{л}},$$

где ε_n – деформация мгновенная нелинейная; ε_l – деформация мгновенная линейная; ε_p – деформация ползучести.

Для определенности рассмотрим высокие уровни напряжений $\sigma \rightarrow R_b$, при которых можно приблизительно (для анализа) принять деформации равными между собой. В этом частном случае имеем существенно разные между собой значения характеристики ползучести ($\varphi_{1\infty} = 2$, $\varphi_{2\infty} = 1$, $\varphi_{3\infty} = 0,5$, $\varphi_{4\infty} = 1$): различие составляет до 4 раз, что недопустимо для применения в практике проектирования.

10. При напряжениях $\sigma > R_{dl}$, превышающих предел длительного сопротивления бетона, деформация ползучести является незатухающей [14].

Совокупность перечисленных фундаментальных свойств бетона (установлена Еврокодом) уникальна по своей сложности. Эта совокупность демонстрирует практические интересы, необходимость учета их в состоятельной теории расчета железобетона, недопустимость пренебрежительного отношения к каждому из свойств. Эти пренебрежения и составляют систему несостоятельности рассматриваемой мировой теории, с численными погрешностями до 300 % и более и грубыми математическими ошибками.

Начало создания теории ползучести бетона положено в 1940 г. выдающимся ученым-гидротехником Г.А. Масловым. Он ввел классическую линейную связь между напряжением $\sigma(t)$ и функцией податливости Φ (в мировой теории $\Phi = I(t, t')$), характеризующей перемещение при единичной силе, по аналогии с потенциальными системами классической механики. Им указана необходимость учета старения бетона в мере ползучести и нестационарности модуля упругости.

Г.А. Маслов особо подчеркивал, настоятельно предупреждал, что делается первый шаг в построении теории: «в первом приближении произвести оценку эффекта ползучести в работе бетона и железобетонных (гидротехнических) сооружений»; «на настоящем этапе наших знаний в этой области приходится идеализировать... физическую сторону явления»; «принимая допущения..., упрощающие математические выкладки».

Начальные и осторожные предположения Г.А. Маслова, его настоятельные предостережения забыты в современной мировой теории длительного сопротивления железобетона. Совокупность фундаментальных основополагающих свойств бетона, в том числе сформулированных в принципах и правилах Еврокода 2, обязательных к

применению в мировых нормах, беспрецедентно искажается в современных международных стандартах. В них теория ползучести бетона основывается на иных свойствах и правилах: ошибочном принципе наложения; несуществующих линейных свойствах; выдуманных «цепных моделях»; используются несостоятельные ссылки на классическую теорию Вольтерра; привлекается алгебраизация теории и др.

Рассмотрим сначала основополагающую ошибку, состоящую в копировании принципа линейной суперпозиции Больцмана.

Принцип наложения является основой как современной научной теории ползучести бетона, получившей у зарубежных ученых название «мирового гармонизированного формата», так и разработок «в последние десятилетия международных институтов стандартизации... для рекомендаций, норм и технических руководящих документов» [1–3]. Здесь же указывается, что Мак-Генри в США (1943 г.) «обосновал эту тенденцию экспериментальными исследованиями ползучести герметичных образцов по принципу наложения, свойственному для теории Вольтерра».

Основной закон ползучести бетона приведем в оригинальных обозначениях [1]:

$$\varepsilon_\sigma(t) = \sigma(t_0)J(t, t_0) + \int_{t_0}^t J(t, t') d\sigma(t'), \quad (1a)$$

где $\varepsilon_\sigma(t)$ – полная деформация от напряжения

$$\sigma(t); J(t, t') = \frac{1}{E_c(t')} + \frac{\varphi(t, t')}{E_c(t')} - \text{функция податливости; } E_c(t') - \text{нестационарный модуль упругости; } \varphi(t, t') - \text{нестационарная характеристика}$$

ползучести, учитывающая старение.

В научных публикациях обычно интегрируют в (1) по частям, получая

$$\varepsilon_\sigma(t) = \frac{\sigma(t)}{E_c(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \left[\frac{1}{E_c(t')} + \frac{\varphi(t, t')}{E_c(t')} \right] dt'. \quad (1b)$$

Заметим, что слагаемое $\frac{\varphi(t, t')}{E_c(t')}$ является ме-

рой ползучести бетона $C(t, t')$, используемой в публикациях в странах бывшего СССР, что предпочтительнее применения характеристики ползучести при обработке экспериментов.

Подчеркнем, что в $\varphi(t, t')$ и $C(t, t')$ учитывается старение бетона, а модуль упруго-мгновенной деформации $E_c(t')$ существенно зависит от возраста бетона.

Уравнения (1а), (1б) обосновываются двумя основополагающими допущениями: принципом линейной связи между напряжениями и деформациями

$$\varepsilon_{\sigma}(t, t') = \sigma(t') J(t, t'); \quad (1в)$$

принципом наложения, словесно сформулированном в различных вариантах изложения в многочисленных общеизвестных публикациях по теории ползучести бетона, справочниках, например в [9].

Серьезные ошибки в (1а) делают нормативную теорию несоответствующей Еврокоду, ненадежной и неэкономичной. При годовом объеме 4 млрд м³ применения в мире бетона и железобетона потеря от таких норм и расчетов составляют значительную величину. Напомним также о трагедии обрушения Трансвааль-парка (Москва, 2004 г.), обусловленной проблемами ползучести бетона.

Рассмотрим сначала слагаемые в (1а), (1б), описывающие кратковременные свойства и деформации. Здесь в мировом формате теории совершается ряд подмен свойств из фундаментальной совокупности (1.–10.).

Первая подмена состоит в нарушении свойства 5.

Нелинейная мгновенная деформация $\varepsilon_M = \varepsilon_{л} + \varepsilon_{н}$, точка *M* на рис. 2 заменяется упругой деформацией $\varepsilon_{л}$, точка 1 на рис. 2, то есть реальная криволинейная диаграмма Еврокода, выбрасывается и подменяется фиктивной линейной диаграммой (рис. 2).

Статья 1.4 (5) Еврокода 0 запрещает такие самовольные действия, указывая на необходимость их обоснования: необходимо «доказать, что они соответствуют принципам и, по крайней мере, не хуже их в части безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности, предполагаемых при использовании соответствующей статьи Еврокода». Между тем первая подмена занижает кратковременные деформации бетона до 100 %, а в расчетах сжатых конструкций ошибка в предельной нагрузке составляет до 500 %.

Вторая подмена, незамеченная учеными, конверкает ошибочную здесь упругую модель Гука (рис. 2); она приделывает к классической линейной связи $\sigma(t)/E(t)$ несуществующее и нереальное тело вязкой жидкости с коэффициентом

линейной вязкости Ньютона $\eta(t') = \frac{E_c^2(t')}{\dot{E}_c(t)}$:

$$\begin{aligned} \varepsilon_y(t) &= \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t_0)} + \int_{t_0}^t \frac{1}{E_c(t')} d\sigma(t') = \\ &= \frac{\sigma(t)}{E_c(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')} dt'. \end{aligned} \quad (2)$$

Формула (2) является первой слагаемой в (1а), (1б) и демонстрирует превращение классического нестационарного упругого тела в вязкоупругую среду Максвелла.

Сущность *второй подмены* вытекает из принципа наложения, основополагающего принципа в построении закона ползучести (1а). Принцип наложения, являясь своеобразной катахрезой (злоупотреблением), соединяет одновременно в себе два понятия, несоединимые по смыслу: стационарность и нестационарность механических свойств бетона. Заимствуя схему Больцмана, принцип наложения заимствует и нестационарность соответствующих свойств материала этой схемы, то есть отвергает фундаментальные нестационарные линейные свойства бетона б., подменяя их стационарными свойствами. Реализуется же принцип наложения в нестационарных линейных свойствах (1в) в условиях основополагающего значения этой нестационарности.

Математическая сущность ошибки возникает от второй подмены в значениях деформаций бетона, выявляемых следующим образом.

Скорость упругой деформации равна

$$\dot{\varepsilon}_y(t') = \dot{\sigma}(t') \frac{1}{E_c(t')} + \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')}.$$

Интегрируя, имеем

$$\varepsilon_y(t) - \varepsilon_y(t_0) = \int_{t_0}^t \frac{1}{E_c(t')} d\sigma(t') + \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')} dt'.$$

Интегрируя первое слагаемое по частям, найдем

$$\begin{aligned} \varepsilon_y(t) - \varepsilon_y(t_0) &= \frac{\sigma(t)}{E_c(t)} - \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t_0)} - \\ &- \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')} dt' + \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')} dt'. \end{aligned}$$

Отсюда кратковременная деформация равна

$$\varepsilon_y(t) = \frac{\sigma(t)}{E_c(t)}; \quad (3)$$

также видно, что первое слагаемое под знаком интеграла (1а) является лишним, а использование в (1а) и (1б) принципа наложения

$$\begin{aligned} \varepsilon_y(t) &= \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t_0)} - \int_{t_0}^t \frac{1}{E_c(t')} d\sigma(t') = \\ &= \frac{\sigma(t)}{E_c(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')} dt' \end{aligned} \quad (4)$$

глубоко ошибочно.

Произведем численную оценку ошибки, возникающей при определении мгновенной упругой деформации, исковерканной принципом наложения. Положив в (3), (4) $\sigma(t) = \sigma_0 = \text{const}$, получим $\varepsilon_y(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t)}$ и $\varepsilon_y(t_0) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} = \text{const}$.

Сравнение этих деформаций показано на рис. 3.

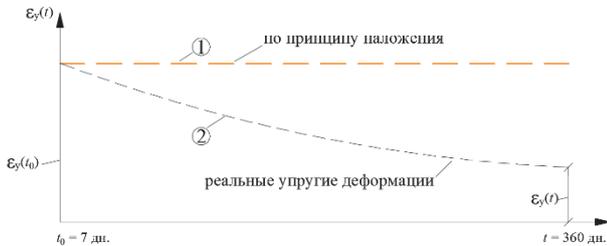


Рис. 3. Сравнение $\varepsilon_y(t_0)$ и $\varepsilon_y(t)$

Кривая 2 на рис. 3 соответствует данным ВНИИГ об изменении модуля упругости $E_c(t)$ во времени. Ошибки в значении упругой деформации при $t = 360$ дн. достигают $\approx 300\%$.

Искажения мгновенных нестационарных нелинейных деформаций ε_n , попытки их несостоятельного описания рассмотрим чуть позже.

Последнее слагаемое под знаком интеграла в законе (16) являет *третью подмену* фундаментального свойства 1. нелинейной ползучести: вместо него используется несуществующее свойство линейной ползучести. Из данных рис. 1 видно, что ошибка от такой подмены составляет до $+400\%$ при $t = 40$ сут. Если взять за основу среднюю кривую, соответствующую $\sigma = 0,5R_{пр}$ с ее опытными параметрами, то ошибка от такого искажения будет составлять от $+200$ до -200% .

Четвертую подмену демонстрирует последняя часть интеграла (16)

$$\int_{t_0}^t \frac{\varphi(t, t')}{E_c(t')} d\sigma(t'),$$

описывающего процесс развития деформаций ползучести при переменных $\sigma(t')$. В основе здесь, с названием принципа наложения, копируется принцип линейной суперпозиции Больцмана, соответствующий стационарным свойствам ползучести материала, то есть происходит подмена фундаментального свойства 2. бетона. Эта подмена, с одной стороны, приводит к потере трех слагаемых в основном законе (1а), вызванных скоростью изменения коэффициента податливости:

$$\sigma(t') \frac{1}{E_c(t')} \frac{\partial \varphi(t, t')}{\partial t} + \sigma(t') \frac{1}{E_c(t')} \frac{\partial \varphi(t, t')}{\partial t'} - \sigma(t') \varphi(t, t') \frac{\dot{E}_c(t')}{E_c^2(t')},$$

причем по значимости они сопоставимы с оставшимся слагаемым. Эти потери вызывают значительные расхождения между теорией и экспериментами, описанные в научной литературе. Они приводят к неправильному выражению ядра ползучести даже в рамках несуществующей линейной теории ползучести бетона. Принцип наложения коверкает эту линейную теорию, вызывая появления добавочных несуществующих тел. Число таких тел зависит от вида функции $\varphi(t, t')$, описывающей нестационарную характеристику ползучести в основном законе (1). Запишем эту функцию в общеизвестном, широко используемом в научной литературе, виде

$$\frac{\varphi(t, t')}{E_c(t')} = \frac{\varphi_\infty(t') [1 - e^{-\gamma(t-t')}] }{E_c(t')}, \quad (5)$$

где $\varphi_\infty(t')$ – функция, учитывающая старение бетона.

В известной монографии И.Е. Прокоповича характеристика ползучести $\varphi(t, t')$ зарубежных ученых имеет обозначение $\bar{C}(t, \tau)$ – это тождественные величины.

В случае (5) основной закон (1а) образует четыре лишних (фиктивных) тела: два тела типа Фойгта и два вязких элемента, соединенных последовательно между собой. Деформации этих тел равны

$$\varepsilon_{1\phi}(t) = \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{1}{\eta_{1\phi}(t')} e^{-\gamma(t-t')} dt',$$

$$\eta_{1\phi}(t') = \frac{E_c(t')}{\dot{\varphi}_\infty(t')}; \quad (6)$$

$$\varepsilon_{2\phi}(t) = \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{1}{\eta_{2\phi}(t')} dt',$$

$$\eta_{2\phi}(t') = \frac{E_c^2(t')}{\dot{E}_c(t') \varphi_\infty(t')}; \quad (7)$$

$$\varepsilon_{3\phi}(t) = \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{1}{\eta_{3\phi}(t')} e^{-\gamma(t-t')} dt',$$

$$\eta_{3\phi}(t') = -\frac{E_c^2(t')}{\dot{E}_c(t') \varphi_\infty(t')}; \quad (8)$$

$$\varepsilon_{4\phi}(t) = \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{1}{\eta_{4\phi}(t')} dt',$$

$$\eta_{4\phi}(t') = -\frac{E_c(t')}{\dot{\phi}_\infty(t')}, \quad (9)$$

где $\eta_{1\phi}, \dots, \eta_{4\phi}$ – коэффициенты вязкости или коэффициенты внутреннего сопротивления фиктивных тел, причем тела (8) Фойгта и (9) вязкого элемента при сжатии расширяются.

Деформации ползучести (6)–(9), вызванные воздействием принципа наложения на классическую связь (1в), являются фикцией; они суммируются также с кратковременной фиктивной деформацией

$$\varepsilon_{5\phi}(t) = -\int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} E_c(t') dt', \quad (10)$$

$$\varepsilon_{\sigma\phi}(t) = \sum_{i=1}^5 \varepsilon_{i\phi}(t)$$

и вносят большие погрешности в значение полной деформации $\varepsilon_\sigma(t)$, определяемые законом ползучести (16).

Этот выявленный факт существенного ошибочного усложнения теории, вызванного принципом наложения, показывает несостоятельность суждений ведущих ученых о мифических достоинствах и преимуществах этого принципа, высказываемых в настоящее время, оценивающих его с точностью до наоборот: «неточность, вызванная в результате принятия этой гипотезы, практически незначительна, и, с другой стороны, эта гипотеза значительно упрощает феноменологическую теорию ползучести и делает ее более простой и доступной для применения в инженерных расчетах»; «применительно к линейным деформациям ползучести принцип суперпозиции впервые был использован Л. Больцманом (1874 г.), но только недавно доказана его справедливость (Reisz В.) для нелинейных деформаций ползучести».

Пятая подмена нарушает фундаментальное свойство бетона 5..

В рамках требований Еврокода 2 к диаграмме мгновенного деформирования бетона (рис. 2) следует признать ошибкой теории ползучести изъятие пластической деформации ε_n из общей величины мгновенной деформации ε_m и перевод ее в разряд деформации ползучести $\varepsilon_n(t)$: пластическая деформация ε_n развивается около 1–2 мин. (Александровский, Базант), а деформация ползучести $\varepsilon_n(t)$ длится годами; скорость нарастания нелинейных деформаций до 2000 раз превышает скорость нарастания деформаций ползучести (в 1 сут.); скорость и время роста упругих ε_l и нелинейных деформаций ε_n

имеют один порядок, ошибкой является разъединение этих деформаций путем разделения общей величины ε_m в нарушение правил Еврокода 2.

Пластическая мгновенная деформация ε_n наделена наименованием быстронатекающей, либо минутной ползучести; суммарная деформация обычной $\varepsilon_n(t)$ и быстронатекающей ползучести ε_n устанавливается с помощью меры ползучести

$$C(t, \tau) = C_{\text{он}}(t, \tau) + C_{\text{он}}(t, \tau),$$

представленной в виде двух функций для обычной и для быстронатекающей ползучести. Таким приемом искусственно создаются ненужные математические сложности, и возникает нарушение фундаментального в механике принципа независимости действия сил (подробнее в п. 5); в расчетах конструкций возникают нелепые результаты.

Математические сложности состоят в необходимости построения ненужного интеграла, сопровождаемого дефектами принципа наложения:

$$\varepsilon_n(t) = \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C_{\text{он}}(t, \tau),$$

тогда как ε_n легко находится из формулы Сарджина и других уравнений, описывающих мгновенные диаграммы, например из параболы Эмпергера $\varepsilon_n = B_2 \sigma^2$ либо из зависимости, предложенной НИИЖБ

$$\varepsilon_n = \frac{\sigma^4}{ER_{\text{пр}}^3} \left(0,1 + \frac{24}{2 + R_{\text{пр}}} \right).$$

Сравнивая эти формулы между собой, видим ошибочность интегральной формы, предназначенной для отыскания быстронатекающей ползучести, ее надуманность.

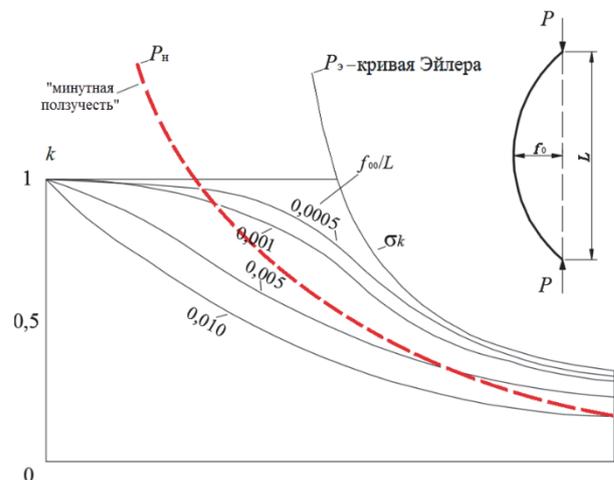


Рис. 4. График расчета сжато-изогнутых бетонных конструкций с начальной погибью

Приведем поучительный пример, показывающий нелепость результатов, полученных с помощью быстронатекающих деформаций ползучести. Рассмотрим продольный изгиб сжатой стойки в промежутке одних суток после загрузки, когда успевает проявиться в основном быстронатекающая ползучесть. Длительная критическая сила в соответствии с известными решениями Ржаницына, Работнова, Шестерикова, Прокоповича равна

$$P_d = \frac{\pi^2 HI}{e^2}, \text{ где } H = \frac{E}{1 + \phi_{\text{бн}}}, \text{ } \phi_{\text{бн}} - \text{ характеристика}$$

ка быстронатекающей ползучести. Эта критическая сила устремляется по величине к бесконечности при длине $l \rightarrow 0$ (рис. 4), что отвергается и экспериментами, и здравым смыслом.

Если же мгновенные нелинейные деформации не присовокуплять к деформациям ползучести, то имеем касательно-модульную (либо приведенно-модульную) критическую силу с конечной величиной при $l \rightarrow 0$.

Обратим внимание, что переименование пластических деформаций ε_n (рис. 2) в деформации ползучести $\varepsilon_n(t)$ и их однообразное математическое описание

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{\tau_1}^t \frac{\sigma(u)}{E(u)} L_E(t, u) du$$

в записи функции $L_E(t, u)$ приводит к искажению результатов экспериментальных исследований по проблемам ползучести бетона во всех странах мира (см. [1]). Вследствие такого перемешивания деформации ползучести ошибочно приобретают начальные «вертикальные отрезки», искажающие значения деформаций ползучести (до 50 %), отвлекающие исследователей ползучести бетона и вводящие специалистов по теории железобетона в заблуждение.

Ошибочные предположения о «быстронатекающей ползучести», «минутной ползучести» и «вертикальных отрезках» сильно исказили направление развития теории ползучести железобетона. Их внедрение в нормы наносит вред железобетонному строительству.

Запись меры ползучести бетона в виде такой суммы приводит не только к математическому усложнению теории ползучести, но и к нарушению принципа независимости действия сил механики Ньютона.

Для наглядности рассмотрим простой и поучительный случай. Мэру ползучести запишем в виде, предложенном С.В. Александровским (в его обозначениях)

$$C(t, \tau) = A_3 \left[1 - e^{-\gamma(t-\tau)} \right] + A_4 \left[1 - e^{-\alpha(t-\tau)} \right], \quad (11)$$

где $A_3 = \psi(\infty) = \text{const}$; $A_4 = \Delta(\infty) = \text{const}$; $\alpha \gg \gamma > 0$.

«Наличие второго слагаемого в формуле... обеспечивает начальный крутой подъем кривых ползучести при малых $t - \tau$ ».

Дифференцируем с учетом (11) два раза по t интегральное уравнение (16), получаем соответствующее ему дифференциальное уравнение ($E = \text{const}$) второго порядка:

$$\begin{aligned} \ddot{\varepsilon} E + (\gamma + \alpha) E \dot{\varepsilon} + \gamma \alpha E \varepsilon = \\ = \ddot{\sigma} + [(\gamma + \alpha) + EA_3 \gamma + EA_4 \alpha] \dot{\sigma} + \\ + [1 + EA_3 + EA_4] \gamma \alpha \sigma. \end{aligned}$$

Из уравнения видно, что в нем присутствует сила, пропорциональная ускорению

$$\sigma = \frac{E}{(1 + EA_3 + EA_4) \gamma \alpha} \ddot{\varepsilon}(t).$$

Остальные силы, пропорциональные $\varepsilon, \dot{\varepsilon}, \ddot{\sigma}, \ddot{\varepsilon}$, роли не играют.

В механике Ньютона наличие сил, пропорциональных ускорению $\ddot{\varepsilon}$, свидетельствует о нарушении принципа независимости действия сил и невозможности использования выражения (11) для меры ползучести бетона в практических задачах при переменных силах $\sigma(t)$. Такой же результат будет достигнут при использовании других формул для описания меры ползучести в виде двух и большего числа слагаемых (Яшин, Мак-Генри, Прокопович, Улицкий и др.).

Расширительное толкование коэффициента податливости в виде «цепных моделей» типа (11), начиная с работы Мак-Генри, широко используется для *шестой подмены* фундаментального свойства 1. нелинейной ползучести бетона. Мак-Генри, например, записывает «цепную модель» в виде

$$C(t, \tau) = C_0 \left[1 - e^{-\gamma(t-\tau)} \right] + C_1 e^{-\gamma_2 \tau} \left[1 - e^{-\gamma_3(t-\tau)} \right]. \quad (12)$$

Он сам признал свою попытку неудачной [6], что неудивительно. Здесь, как и в предыдущей подмене, появляется нарушение принципа независимости действия сил; принцип наложения также образует ряд дополнительных фиктивных тел, которые коверкают ядро ползучести и результаты теории. Кроме того, эти дефекты, дополняя друг друга, дают непредсказуемые для теории результаты.

К *седьмой подмене* свойства 1. о нелинейной ползучести бетона отнесем многочисленные не состоятельные попытки описать теорию ползучести с помощью так называемого условия аффинного подобия кривых ползучести.

В этой теории обычно принимают мгновенные свойства бетона нестационарными упругими, а функцию податливости $I(t, t')$ – зависящей от параметра $\mu(t')$, и записывают в обычном виде

$$I(t, t') = \frac{1}{E_c(t')} + C_\sigma[\mu(t'), t, t'].$$

Далее ошибочно считают, что параметром μ является напряжение σ (*седьмая подмена*).

$$I(t, t') = \frac{1}{E_c(t')} + F[\sigma(t'), t'] \cdot C(t, t').$$

В качестве *восьмой подмены* считают возможным записать удельную деформацию ползучести $C_\sigma[\mu(t'), t, t']$ в вырожденном виде (см. также свойство 1.).

В соответствии с принципом наложения имеем закон ползучести

$$\varepsilon_\sigma(t) = \frac{\sigma(t)}{E_c(t)} -$$

$$- \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \left\{ \frac{1}{E_c(t')} + F[\sigma(t'), t'] \cdot C(t, t') \right\} dt'. \quad (13)$$

Далее появляется математическая ошибка, состоящая в неправильном дифференцировании второго подинтегрального выражения и утере слагаемого

$$\left[\frac{\partial F}{\partial \sigma} \dot{\sigma}(t') + \frac{\partial F}{\partial t'} \right] C(t, t'), \quad (14)$$

что коверкает изначальный принцип наложения (13) и приводит к появлению второго (*девятая подмена*) принципа наложения в основном законе ползучести во втором интегральном члене

$$\varepsilon_\sigma(t) = \frac{\sigma(t)}{E_c(t)} - \int_{t_0}^t \sigma(t') \frac{\partial}{\partial t'} \frac{1}{E_c(t')} dt' - \int_{t_0}^t \sigma(t') F[\sigma(t'), t'] \frac{\partial C(t, t')}{\partial t'} dt', \quad (15)$$

и второй фиктивной силы $\sigma_c^*(t') = \sigma(t') F[\sigma(t'), t']$, действующей независимо от первой силы $\sigma(t')$

(связанной с развитием мгновенных деформаций). Обратим внимание, что потерей слагаемого (14) извращается смысл экспериментальных данных о сущности удельных кривых ползучести, соответствующих различным уровням загрузки, что следует из (15): функция нелинейности $F[\sigma(t'), t']$ изъята из сущности кривых C_σ и передана силе $\sigma(t')$, чем образована новая нелинейная связь между напряжением и деформацией.

Приведем одну из многочисленных формулировок, обосновывающих ошибочный закон (15) в форме Leaderman Н.: «...был использован принцип суперпозиции деформации во времени Больцмана... При выводе реологических уравнений для материалов “с памятью”, удовлетворяющих условию замкнутого цикла, Больцман постулировал линейную связь между напряжениями и деформациями и использовал гипотезу, позволяющую учесть восстановление. При этом принцип суперпозиции сводился как *естественная дополнительная гипотеза*. В дальнейшем было показано (Leaderman), что принцип суперпозиции не требует линейной связи между напряжениями и деформациями».

Сравнивая (15) и (1а), подчеркнем, что нелинейная теория ползучести бетона не только повторяет ошибки линейной теории, но и добавляет к ним две новые достаточно весомые: неправильно определяет параметр и функцию нелинейности ползучести; дополняет линейный ошибочный принцип наложения еще одним ошибочным принципом наложения – нелинейным. Сущность самого принципа наложения, его связь со схемой Больцмана и его «цепными моделями» нами подробно проанализирована в [15].

В последнее время появились работы, разрабатывающие «модификацию принципа наложения деформаций для нелинейной ползучести» в виде

$$\varepsilon(t, t_0) = \varepsilon(t_0) + \int_{t_0}^t \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right] d\sigma_c(\tau), \quad (16a)$$

где $\sigma_c(\tau) = S[\sigma(\tau)]$ – известная функция напряжений $\sigma[\tau]$.

Ошибочность этой записи аналогична той, которая применяется в (1а). Полная скорость деформации здесь равна

$$v_\sigma(t, \tau) = \dot{S}[\sigma(\tau)] \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right] + S[\sigma(\tau)] \frac{d}{d\tau} \frac{1}{E(\tau)} + S[\sigma(\tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) + S[\sigma(\tau)] \frac{\partial}{\partial t} C(t, \tau). \quad (16b)$$

Отсюда видно, что в (16а) потеряны три последних слагаемых из (16б). Значимость этих слагаемых тождественна той значимости, которая была описана в пунктах 1–3. Нужно дополнительно обратить внимание, что неверной также является тождественность нелинейной функции $S[\sigma(\tau)]$ для кратковременных и длительных деформаций.

«Модификация» не только сохраняет грубые ошибки нелинейной теории (15), но и прибавляет новые:

– мгновенная деформация, как и раньше, наделяется мифическим телом вязкой жидкости по схеме Максвелла, но в усложненной структуре качественно сохраняется ошибка, показанная на рис. 3;

– нелинейная ползучесть основывается на несостоятельном и несуществующем условии аффинного подобия, однако функция нелинейности $s[\sigma(t)]$ теперь определяется не из экспериментов на ползучесть, соответствующих рис. 1, а из опытов на кратковременное нагружение (рис. 2), и не имеет никакого отношения к мере ползучести $C(t, t')$.

Результаты

Проведен математический анализ существующих ошибок современной теории длительного сопротивления железобетона: в значениях мгновенной деформации ошибка составляет до 300 %; в значениях длительной деформации – до 250 %. Указано также, что существует множество подмен, обусловленных свойством 8. о нестационарности напряжения $\sigma(\tau)$. При таких подменах закон ползучести эмпирически преобразуется к виду некоторого алгебраического выражения. Напряжения здесь подменяются самыми различными значениями: постоянное напряжение; условное «среднее эквивалентное напряжение за промежуток времени $t - t_0$ »; напряжение заменяется некоторой функцией (линейной, параболической), зависящей от характеристики ползучести бетона, привлекается также теорема о среднем; иные эмпирические несостоятельные подмены. Н.Х. Арутюнян, С.В. Александровский неоднократно показывают несостоятельность алгебраических теорий ползучести: условие однозначной алгебраической связи между $C(t, \tau)$ и $\sigma(\tau)$ является «лишенным физического смысла»; такая связь «приводит» к неправдоподобным результатам.

References

1. Chiorino M.A. (2014). Analysis of structural effects of time-dependent behavior of concrete: an internationally harmonized format. *Concrete and Reinforced concrete – Glimpse at Future. Plenary papers of III All Russian (International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete, Moscow, 2014*. Vol. 7. 338–350.
2. FIB, *Model Code for Concrete Structures 2010*. (2013). Ernst & Sohn, 402.
3. Chiorino M.A. (Chairm. of Edit. Team). (March 2011). *ACI 209.3R-XX. Analysis of Creep and Shrinkage Effects on Concrete Structures. Final Draft*. ACI Committee 209. 228.
4. Gordon Klark. (2014). Vyzovy vysotnyh zdaniy [Challenges of high-rise buildings]. *Industriya. Inzhenernaya gazeta*, (11–12). (In Russ.)
5. EN 1992-2 2004. *Eurocode 2: Design of constructions*.
6. McHenry H.I. (1943). A new aspect of creep in concrete and its application to design. *Proc. A.S.T.M.*, (40), 1069–1084.
7. Leaderman H. (1943). Elastic and creep properties of filamentous and other high polymers. *Textile Foundation*. Washington, 278.
8. GOSSTROJ USSR; NII ZB. (1976). Polzuchest' i usadka betona i zhelezobetonyh konstrukcij. Sostoyanie problemy i perspektivy razvitiya [Creep and shrinkage of concrete and reinforced concrete structures. State of the problem and development prospects]. Moscow: Strojizdat Publ., 351. (In Russ.)
9. Sanjarovsky R., Manchenko M. (2016). Errors in the theory of creep of reinforced concrete and modern norms. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, (3), 25–32.
10. Sanjarovskiy R., Ter-Emmanuilyan T., Manchenko M. (2015). Creep of Concrete and Its Instant Nonlinear Deformation in the Calculation of Structures. *CONCREEP 10*, 238–247.
11. Sanzharovskij R.S., Manchenko M.M. (2017). Errors of international standards on reinforced concrete and rules of the Eurocode. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, (6), 25–36.
12. Veryuzhskij Yu.V., Golyshev A.B., Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Lisicin B.M., Mashkov I.L., Yakovenko I.A. (2014). *Spravochnoe posobie po stroitel'noj mekhanike. T. 1 [Reference manual for structural mechanics. Vol. 1]*. Moscow: ASV Publ., 506–508. (In Russ.)
13. Rabotnov Yu.N. (1977). *Elementy nasledstvennoj mekhaniki tverdyh tel [Elements of hereditary solid mechanics]*. Moscow: Nauka Publ., 383. (In Russ.)
14. Gvozdev A.A. (1955). Polzuchest' betona i puti ee issledovaniya [The creep of concrete and its research paths]. *Issledovaniya prochnosti, plastichnosti i polzuchesti stroitel'nyh materialov [Studies of strength, plasticity and creep of building materials]*. Moscow, 126–137.
15. Sanzharovsky R.S., Ter-Emmanuilyan T.N., Manchenko M.M. (2018). Superposition principle as the fundamental error of the creep theory and standards of the reinforced concrete. *Structural Mechanics of Engineering Con-*

structions and Buildings, 14(2), 92–104. doi: 10.22363/1815-5235-2018-14-2-92-104

16. Sanzharovskij R.S. (1984). *Ustojchivost' ehlemen-tov stroitel'nyh konstrukcij pri polzuchesti [The stability of the elements of building structures in creep.]*. Leningrad: LGU Publ., 280. (In Russ.)

17. Varenik K.A., Sanzharovskij R.S., Varenik A.S. (2014). *Ustojchivost' szhatyh derevyannyh konstrukcij s uchetom mgnovennoj nelinejnosti i nelinejnoj polzuchesti [Stability of compressed wooden structures taking into account instantaneous nonlinearity and nonlinear creep]*. *Nauchnoe obozrenie*, 8(2), 572–575. (In Russ.)

Список литературы

1. Chiorino M.A. Analysis of structural effects of time-dependent behavior of concrete: an internationally harmonized format // *Concrete and Reinforced concrete – Glance at Future*. III All Russian (International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete, Moscow, 2014: Plenary Papers. Vol. 7. Pp. 338–350.

2. FIB, Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst & Sohn, 2013. 402 p.

3. ACI 209.3R-XX, Analysis of Creep and Shrinkage Effects on Concrete Structures. Final Draft / M.A. Chiorino (Chairm. of Edit. Team); ACI Committee 209. March 2011. 228 p.

4. Гордон К. Вызовы высотных зданий // *Индустрия*. Инженерная газета. 2014, май. № 11–12.

5. EN 1992-2 2004. Eurocode 2: Design of constructions.

6. McHenry H.I. A new aspect of creep in concrete and its application to design // *Proc. A.S.T.M.* 1943. № 40. С. 1069–1084.

7. Leaderman H. Elastic and creep properties of filamentous and other high polymers // *Textile Foundation*. Washington, 1943. 278 p.

8. Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций. Состояние проблемы и перспективы развития / ГОССТРОЙ СССР; НИИЖБ. М.: Стройиздат, 1976. 351 с.

9. Санжаровский Р.С., Манченко М.М. Ошибки в теории ползучести железобетона и современные нормы // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2016. № 3. С. 25–32.

10. Sanjarovskiy R., Ter-Emmanuilyan T., Manchenko M. Creep of Concrete and Its Instant Nonlinear Deformation in the Calculation of Structures // *CONCREEP* 10. 2015. Pp. 238–247.

11. Санжаровский Р.С., Манченко М.М. Ошибки международных норм по железобетону и правила Еврокода // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2017. № 6. С. 25–36.

12. Верюжский Ю.В., Гольшиев А.Б., Колчунов Вл.И., Клюева Н.В., Лисицин Б.М., Машиков И.Л., Яковенко И.А. Справочное пособие по строительной механике: в 2 т. Т. I: Учебное пособие. М.: АСВ, 2014. С. 506–508.

13. Работнов Ю.Н. Элементы наследственной механики твердых тел. М.: Наука, 1977. 383 с.

14. Гвоздев А.А. Ползучесть бетона и пути ее исследования // *Исследования прочности, пластичности и ползучести строительных материалов*. М., 1955. С. 126–137.

15. Санжаровский Р.С., Тер-Эммануильян Т.А., Манченко М.М. Принцип наложения как основополагающая ошибка теории ползучести и стандартов по железобетону // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2018. Т. 14. № 2. С. 92–104. doi: 10.22363/1815-5235-2018-14-2-92-104

16. Санжаровский Р.С. Устойчивость элементов строительных конструкций при ползучести. Ленинград: Изд-во ЛГУ, 1984. С. 280.

17. Вареник К.А., Санжаровский Р.С., Вареник А.С. Устойчивость сжатых деревянных конструкций с учетом мгновенной нелинейности и нелинейной ползучести // *Научное обозрение*. 2014. № 8(2). С. 572–575.

About the authors

Rudolf S. Sanzharovsky – D.Sc. in Technical Sciences, Professor, Senior Research Fellow, L.N. Gumilev Eurasian National University (Astana, Republic of Kazakhstan). *Research interests*: the development of the theory of concrete creep, taking into account the instantaneous and long-term nonlinearity, as well as their inclusion in the calculations of structures. *Contacts*: e-mail – manchenko.se@gmail.com

Maxim M. Manchenko – PhD in Technical Sciences, Senior Research Fellow, Krylov Research Center (Saint Petersburg, Russian Federation). *Research interests*: concrete creep, taking into account instantaneous and long-term nonlinearity. *Contacts*: e-mail – manchenko.se@gmail.com

Muhlis Ahmed Ogly Hadzhiev – D.Sc. in Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Building Structure, Azerbaijan University of Architecture and Construction (Baku, Republic of Azerbaijan). *Research interests*: calculation of reinforced concrete structures taking into account physical non-linearity with short-term and long-term static loading. *Contacts*: e-mail – hajiyevmuxlis@mail.ru

Turlybek T. Mussabaev – D.Sc. in Technical Sciences, Professor, Academician, Director of the Eurasian Institute of Technology, L.N. Gumilev Eurasian National University (Astana, Republic of Kazakhstan). *Research interests*: the development of the non-linear theory of reinforced concrete shells and plates with accounting cracks, inelastic properties and creep of materials. *Contacts*: e-mail – manchenko.se@gmail.com

Tatyana N. Ter-Emmanuilyan – Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Theoretical Mechanics, University of Transport of Russia (МИИТ) (Moscow, Russian Federation). *Research interests*: the development of new numerical methods for analyses of building structures, taking into account the creep of materials. *Contacts*: e-mail – tanya_ter@mail.ru

Kirill A. Varenik – PhD in Technical Sciences, Associate Professor, Yaroslav-the-Wise Novgorod State University (Velikiy Novgorod, Russian Federation). *Research interests*: the study of long-term strength and creep of wood. *Contacts*: e-mail – vkirillv89@mail.ru

Об авторах

Санжаровский Рудольф Сергеевич – доктор технических наук, профессор, главный научный сотрудник, Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева (Астана, Республика Казахстан). *Область научных интересов:* разработка теории ползучести бетона с учетом мгновенной и длительной нелинейности, а также их учет в расчетах конструкций. *Контактная информация:* e-mail – manchenko.se@gmail.com

Манченко Максим Михайлович – окончил Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, кандидат технических наук, старший научный сотрудник, ФГУП «Крыловский научный центр» (Санкт-Петербург, Российская Федерация). *Область научных интересов:* ползучесть бетона с учетом мгновенной и длительной нелинейности; *Контактная информация:* e-mail – manchenko.se@gmail.com

Гаджиев Мухлис Ахмед оглы – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой строительных конструкций, Азербайджанский университет архитектуры и строительства (Баку, Азербайджанская Республика). *Область научных интересов:* расчет железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности при кратковременном и длительном статическом нагружении. *Контактная информация:* e-mail – hajjiyevmuxlis@mail.ru

Мусабаев Турлыбек Туркпенович – доктор технических наук, профессор, академик, директор Евразийского технологического института, Евразийский национальный университет имени Л.Н. Гумилева (Астана, Республика Казахстан). *Область научных интересов:* разработка нелинейной теории железобетонных оболочек и пластин с учетом трещин, неупругих свойств и ползучести материалов. *Контактная информация:* e-mail – manchenko.se@gmail.com

Тер-Эммануильян Татьяна Николаевна – доктор технических наук, профессор кафедры теоретической механики, Российский университет транспорта (МИИТ) (Москва, Российская Федерация). *Область научных интересов:* разработка новых численных методов расчета строительных конструкций с учетом ползучести материалов. *Контактная информация:* e-mail – tanya_ter@mail.ru

Вареник Кирилл Александрович – кандидат технических наук, доцент, Новгородский государственный университет имени Ярослава Мудрого (Великий Новгород, Российская Федерация). *Область научных интересов:* исследование длительной прочности и ползучести древесины. *Контактная информация:* e-mail – vkirillv89@mail.ru

For citation

Sanzharovsky R.S., Manchenko M.M., Hadzhiev M.A., Musabaev T.T., Ter-Emmanuilyan T.N., Varenik K.A. (2019). System of insufficiency of the modern theory of long-term resistance of reinforced concrete and designers' warnings. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(1), 3–24. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-3-24

Для цитирования

Санжаровский Р.С., Манченко М.М., Гаджиев М.А., Мусабаев Т.Т., Тер-Эммануильян Т.Н., Вареник К.А. Система несостоятельности современной теории длительного сопротивления железобетона и предупреждения проектировщиков // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2019. Т. 15. № 1. С. 3–24. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-3-24

A comparative study of beam design curves against lateral torsional buckling using AISC, EC and SP

Vera V. Galishnikova*, Tesfaldet H. Gebre

Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University)
6 Mikluho-Maklaya St., Moscow, 117198, Russia

*galishni@gmail.com

(received: December 02, 2018; revised: December 30, 2018; accepted: January 22, 2019)

Abstract. Introduction. Structural stability is an essential part of design process for steel structures and checking the overall stability is very important for the determination of the optimum steel beams section. Lateral torsional buckling (LTB) normally associated with beams subject to vertical loading, buckling out of the plane of the applied loads and it is a primary consideration in the design of steel structures, consequently it may reduce the load currying capacity.

Methods. There are several national codes to verify the steel beam against LTB. All specifications have different approach for the treatment of LTB and this paper is concentrated on three different methods: America Institute of Steel Construction (AISC), Eurocode (EC) and Russian Code (SP). The attention is focused to the methods of developing LTB curves and their characteristics.

Results. AISC specification identifies three regimes of buckling depending on the unbraced length of the member (L_b). However, EC and SP utilize a reduction factor (χ_{LT}) to treat lateral torsional buckling problem. In general, flexural capacities according to AISC are higher than those of EC and SP for non-compact sections.

Keywords: steel beams, structural stability, lateral torsional buckling, beam design curves

Introduction

Beams are structural elements loaded in a traverse direction, in other way beam may be defined as a member subjected essentially to bending and shear force but its behavior is dominated by its bending deformation [1; 2]. For the design and construction of beam structures different countries have articulated their own codes for laying down the guidelines. This paper is concerned with the method of beam design curves against lateral torsional buckling using AISC (American Institute of Steel Construction), EC (Eurocode) and SP (Russian Code) since lateral torsional buckling is the main limit state that must be checked for steel beams [3–6]. Structural stability is an essential part in the design process for steel structures and checking the loss of overall stability often is very important for determination of the section of steel beams. Lateral torsional instability is normally associated with beams subject to vertical loading buckling out of the plane of the applied loads by deflecting sideways and twisting behavior analogous to

the flexural buckling of struts [7–8]. There are various approaches to verify the steel beam against lateral torsional buckling (LTB) and in this paper, the comparison of calculations and methods has been shown according to three different methods: AISC, EC and SP [3; 9]. According to all specifications, yielding and lateral torsional buckling are the two limit states for flexural members. Yielding and lateral torsional buckling is treated separately for clarity of the comparisons. Lateral torsional buckling is a limit state that may assure the strength of a beam [10]. The problem of lateral torsional buckling of steel beams has been studied extensively by many authors, including Trahair and others [11–14]. When a beam is bent about its axis of greatest flexural rigidity, it may twist before it attains its strength limit state. The twisting of the beam goes on once the compression flange becomes unstable due to its being exposed to flexural induced axial stresses and acts like a strut consequently the compression flange will tend to buckle sideways dragging the tension flange with it. Flexural torsional buckling is a primary consideration in the design of steel structures, as it may reduce the load currying capacity. Unless it is prevented either by sufficient bracing or members which have adequate flexural and torsional stiffness's, larger member must

© Galishnikova V.V., Gebre T.H., 2018



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

be used to avoid premature failure [15]. Once the flange is restrained at intervals, LTB may occur between the restraints and this must be checked. If this restraint is continuous, the beam is fully restrained and LTB will not occur. A beam is considered to be unrestrained when its compression flange is permitted to displace laterally and rotate. When an applied load causes both lateral displacement and twisting of a member LTB has occurred. All specifications have different approach for the treatment of LTB and in this article the attention is focused to the methods of developing LTB curves and their characteristics.

Methods

Design according to the AISC approach

The AISC specification provisions for LTB are considered in three different parts of buckling depending on the unbraced length of the member (L_b) [16]. Two threshold values for unbraced length i.e. L_p and L_r are well-defined in AISC specification. The L_p value provides a separating line between plastic (no lateral buckling) and inelastic buckling behavior. Similarly, the L_r value provides a separating line between inelastic and elastic buckling behavior. According to AISC, plastic moment capacity of a compact member can develop if the unbraced length is less than L_p and using this value in design represent the optimum use of steel [16–19]. The member's capacity reduces linearly between M_p and $0.7M_y$ if the unbraced length is between L_p and L_r . If the unbraced length is greater than L_r , then elastic buckling is expected to occur and the capacity can be found using elastic critical buckling moment (M_{cr}). The C_b factor given in design specifications for non-uniform moment diagrams can be used to estimate the increased brace requirements for other loading cases [20]. The following equations are summarized for the nominal moment capacity of lateral torsional buckling as per the AISC specification.

$$M_n = M_p = Z * F_y,$$

$$\text{when } L_b \leq L_p,$$

$$M_n = C_b * \left[M_p - (M_p - 0.7S_x F_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p,$$

$$\text{when } L_p < L_b \leq L_r,$$

$$M_n = M_{cr} = S_x \frac{C_b \pi^2 E}{(r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2},$$

$$\text{when } L_b > L_r,$$

$$\text{where: } L_b = 1.7r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}};$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J}{S_x h_0}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E} \frac{S_x h_0}{J} \right)^2}};$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}.$$

M_n is the lateral torsional buckling moment, M_p is the plastic moment, F_y is the yield stress of the steel section, S_x is the section modulus of the compression flange about the x -axis, r_{ts} is the radius of gyration of cross-section, h_0 is the distance from the centroid of the top flange to the centroid of the bottom flange, L_b is the unbraced length and L_p and L_r are the two threshold values for unbraced length for the inelastic range and C_b is the moment gradient factor.

Design according to the EC approach

In Eurocode 3, the capacity of a member with respect to the buckling and instability is taken into account by a reduction factor (χ_{LT}) [21–25]. This factor is strongly dependent on the member slenderness parameter (λ_{LT}) [22]. According to Eurocode 3, the beam should be verified against lateral-torsional buckling resistance as follows: The elastic critical moment (M_{cr}) is used as the basis for the methods given in design codes for determining the slenderness of a section. The elastic critical moment (M_{cr}) is similar to the Euler (flexural) buckling of a strut as it defines a buckling load [26]. Euler buckling explains the axial compression that will cause a strut to fail in elastic flexural buckling compared with the elastic critical moment that defines the moment which will result in failure due to elastic lateral torsional buckling of a beam. According to Clause 6.3.2.1(1) of EN 1993-1-1, the beam should be verified against lateral torsional buckling resistance as follows [27–30]:

$$M_{c,Rd} = M_{pL,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \beta \lambda_{LT}^2}},$$

$$\text{with } \chi_{LT} \leq 1.0 \text{ and } \lambda_{LT} \leq \left(\frac{1}{\chi_{LT}} \right)^2.$$

And Φ_{LT} is defined,

$$\Phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \lambda_{LT}^2 \lambda_{LT}] = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}},$$

where α_{LT} is the imperfection factor corresponding to the appropriate buckling curve; γ_{MO} is the partial factor for member instability which has a recommended value of 1.0 in EC3; $W_y f_y$ is the section moment resistance; λ_{LT} is the modified slenderness, and the values of α_{LT} , β and depend on the type of beam section.

Design according to the Russian Code approach

Depending on the purpose and conditions of the structures, calculation of flexural elements (beams) should be performed without taking into account or taking into account plastic deformations in accordance with the subdivision of elements into three classes. Beams of the first class should be used for all kinds of loads and be calculated within elastic deformations; Beams of the second and third classes should be used for static loads and taking into account the development of plastic deformations [3; 31]. This approach also used a reduction factor χ_{LT} to treat lateral torsional buckling problem [22]. Using SP the nominal moment capacity is suddenly drops from plastic moment capacity in non-compact section and it is limited to a small lateral bracing length. For Class 2 and Class 3 members, if the member is loaded with moment in one of the principal plane only, the design buckling resistance moment (nominal moment capacity for LTB) should be calculated as follow:

$$M_{b,RD} = \chi_{LT} W_y f_y \gamma_c,$$

when $\chi_{LT} \geq 0.85$, the section is in the elasto-plastic stage.

As the result, the Young modulus declines and the buckling factor has to be modified [3; 31]. The modification of buckling factor is specified in SP code and this is done by finding the coefficients α (section SP16 G.4) and ψ (SP16 Tables G.1 and G.2). The buckling factor for members with doubly-symmetric I-sections is calculated as follows.

$$\chi_{LT} = \begin{cases} \varphi_1, & \text{if } \varphi_1 \leq 0.85 \\ 0.68 + 0.21\varphi_1, & \text{if } \varphi_1 > 0.85 \end{cases},$$

where φ_1 is defined in the SP code (section SP 16 G1).

The Russian standard also provides equations for stable length limits of the beam¹. The over all stability of the flange is ensured if the characteristic nominal slenderness is less than the ultimate slenderness value which can be calculated from Ultimate nominal slenderness [SP 16.13330.2011, Chapter 8.4.4,

Table 11] below: for condition of Upper flange we can consider the following formula.

$$\frac{l_{ef}}{b_f} < (0.35 + 0.0032 \frac{b}{t} + (0.76 - 0.02 \frac{b}{t}) \frac{b}{h}) \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

but $\left\{ \begin{array}{l} 1 \leq \frac{h}{b} \leq 6 \\ 15 \leq b/t \leq 35 \end{array} \right\}$,

where b and t are width and thickness of the compression flange; h is distance (height) between the axes of the flanges.

When $b/t < 15$, need to take the value $b/t = 15$. If the limit slenderness which is flange stability is more than the limit value, it is necessary to install the intermediate stiffeners for reduction of the effective length l_{ef} . Under the action of normal and tangential stresses, the beam wall can lose local stability, i.e. its local buckling can occur.

Results and discussion

The curves of nominal flexural strength for 60III2 and W12×30 of the steel beam sections, according to the AISC specification, show the distribution of capacity of the steel sections across a wide range of lateral bracing length (L_b), shapes of the moment with $C_b = 1$ and with a value of $F_y = 275$ MPa. The graphs are shown in figures 1 and 2.

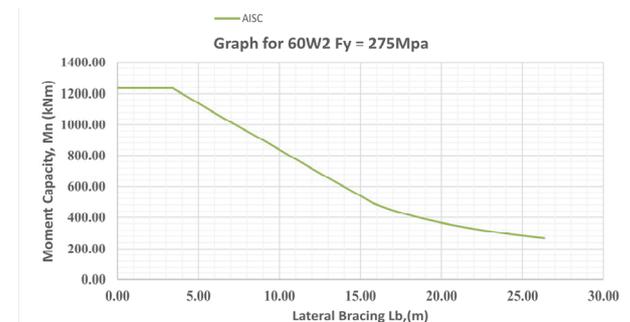


Figure 1. ΦM_n vs L_b for 60III2 according to AISC

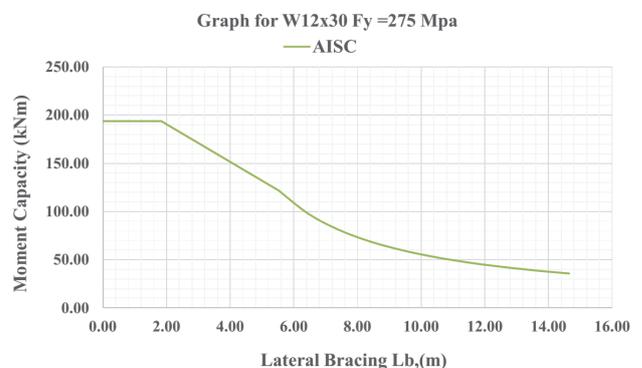


Figure 2. ΦM_n vs L_b for W12×30 according to AISC

¹ SP 16.13330-2017. Building Codes. Design of Steel Structures. Moscow, 2017. (In Russ.)

Similarly, curves of the nominal flexural strength of sections for 60III2 and W12×30 of the steel beam sections, using Eurocode, show the comparison of capacity of the steel sections across a wide range of lateral bracing distances (L_b) and with a value of $F_y=275$ MPa. The graphs are shown in figures 1 and 2.

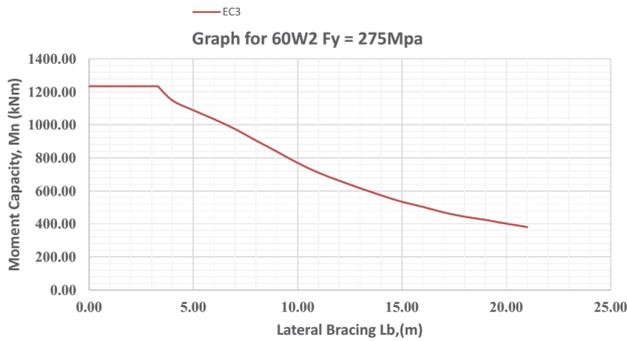


Figure 3. ΦM_n vs L_b for 60III2 according to EC

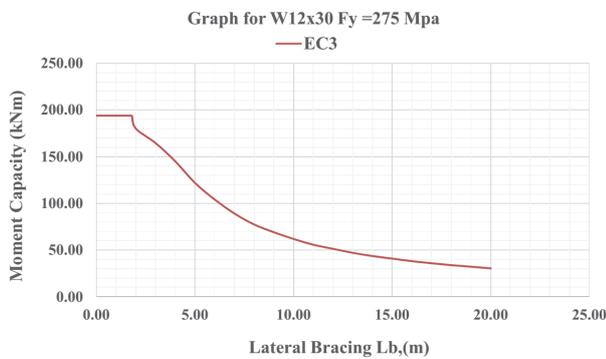


Figure 4. ΦM_n vs L_b for W12×30 according to EC

Likewise, according to Russian Steel Construction Specification, curves of the nominal flexural strength for 60III2 and W12×30 of the steel beam illustrate the comparison of capacity of a single steel section across a wide range of lateral bracing distances length (L_b), and with a value of $F_y=275$ MPa. The graphs are shown in figures 5 and 6.

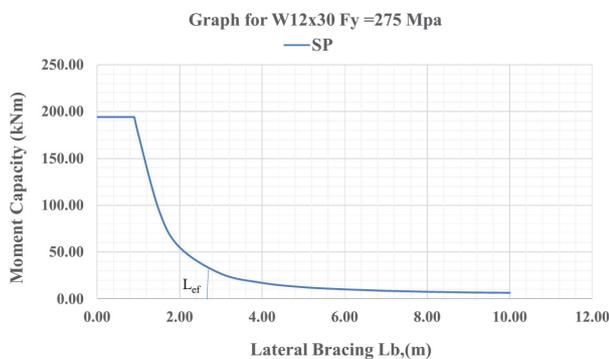


Figure 5. ΦM_n vs L_b for W12×30 according to SP

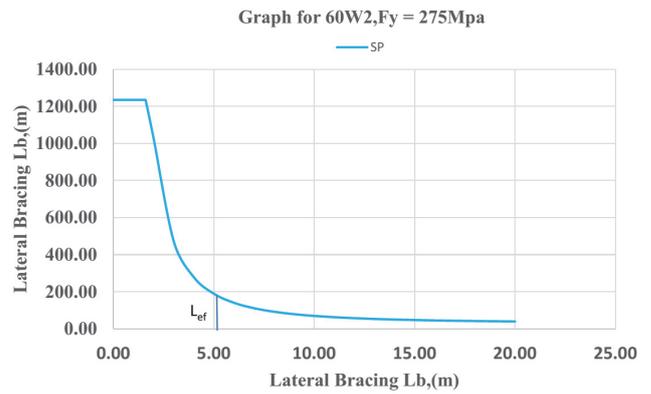


Figure 6. ΦM_n vs L_b for W12×30 according to SP

A combined graph for 60W2 and W12×30 of rolled I-shaped beam sections were considered to compare lateral torsional buckling capacity curve of member according to three specifications: America Institute of Steel Construction, Eurocode and Russian Code. A curve of the nominal flexural strength of the steel beam sections together shows the comparison of capacity of a single steel section across a wide range of lateral bracing distances (L_b), shapes of the moment with $C_b = 1$ and with value of $F_y = 275$ MPa. The graphs are shown in figures 7 and 8.

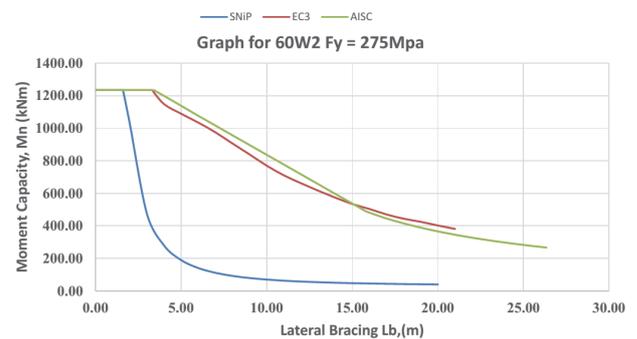


Figure 7. ΦM_n vs L_b for 60III2 according to AISC, EC and SP

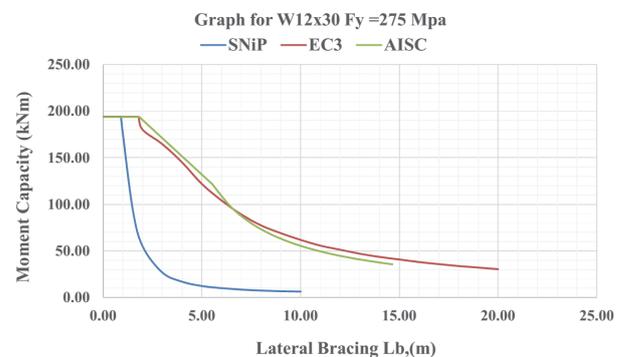


Figure 8. ΦM_n vs L_b for W12×30 according to AISC, EC and SP

As per the result, it has been observed that, there are variations in the values of the strength obtained

by three different codes because of the variations in the values of the constants considered by the each code. AISC gives higher capacity in inelastic region but Eurocode 3 gives higher capacities in elastic region. All specifications have different approaches for laterally unsupported flexural members, AISC has three regimes of buckling depending on the unbraced length of the member (L_b). However, EC and SP utilize a reduction factor (χ_{LT}) approach to treat lateral torsional buckling problem.

Conclusions

The results of the study showed that, for laterally supported flexural members with compact webs, the fundamental difference between all specifications is the treatment of flange buckling. According to all specifications, the member can reach to its plastic moment capacity if the flanges are compact. Treatment of non-compact flanges is similar to the treatment on non-compact webs in all specifications. According to the AISC specification, the nominal moment capacity reduces linearly with an increase in the flange slenderness and varies between the plastic moment capacity (M_p) and the yield moment considering residual stresses ($0.7M_y$). On the other hand, the nominal moment capacity is equal to the yield moment for Class 3 sections according to the Eurocode 3 and class 1 for SP specifications. In the case of SP, the nominal moment capacity is suddenly drops from plastic moment capacity for non-compact section and as a result, it is limited to a small lateral bracing length. For slender flange members the AISC specification utilizes the elastic critical buckling moment approach. In EC and SP, the post buckling reserve strength approach is utilized and effective cross-section properties are utilized for this purpose. In general, AISC gives higher capacity in inelastic region (non-compact sections). However, Eurocode 3 gives higher capacities in elastic region (slender sections) according to the sample used sections in the paper.

For laterally unsupported flexural members, all specifications have different approaches. AISC specification identifies three regimes of buckling depending on the unbraced length of the member (L_b). However, EC and SP used a reduction factor approach to treat lateral torsional buckling problem. In general, flexural capacities according to AISC are higher than those of EC and SP for non-compact sections. Particularly SP approach is lower for flexural capacity and it will be uneconomical approach comparing with the other two approaches.

The design according to a standard makes the analysis process easier and saves time of an engineer. Also, the expertise process becomes clearer. However after the comparison of all standards it can be concluded that design according to the Russian norms is more

time consuming and requires competence and great knowledge in the engineering field. In AISC and EC, the analysis process is more precise and it has its own logic and algorithm. It will be easier for a young specialist to use the AISC and EC standards instead of the SP. Besides that, nowadays the Russian standards are more understandable and readable for foreign engineers because of standard harmonization, which is focused on updating the Russian norms and it encourages specialists to keep abreast of new technologies.

References

1. Salmon C.G., Johnson J.E., Malh F.A. (2009). *Steel Structures Design and Behavior: Emphasizing Load and Resistance Factor Design*. 5th edition. 417–431.
2. Bazant Z.P., Cedolin L. (2010). *Stability of Structures: Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories*. World Scientific. 1009.
3. Kalju L., Ivar T. (2006). Comparative study of the buckling of steel beams in Eurocode 3 and the Russian code. *Journal of Constructional Steel Research*, (62), 1290–1294.
4. Trahair N.S. (2009). Buckling analysis design of steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, (65), 1459–1463.
5. Rebekka W., Rolf K., Markus K. (2017). Lateral Torsional Buckling Behavior of Steel Beams – On the Influence of the Structural System. *Structures*, (11), 178–188. doi: 10.1016/j.istruc.2017.05.007
6. Jan B., Miroslav B., Martin V., Jindřich M., Marcela K., Jiří P. (2017). Experimental Analysis of Lateral Torsional Buckling of Beams with Selected Cross-Section Types. *Procedia Engineering*, (195), 56–61.
7. Galishnikova V.V., Pahl P.J. (2018). Analysis of frame buckling without sidesway classification. *Structural mechanics of engineering constructions and buildings*, 14(4), 299–312.
8. Quanwang L., Aming Z., Hao Z. (2016). A simplified method for stability analysis of multi-story frames considering vertical interactions between stories. *Advances in Structural Engineering*, 19(4), 599–610.
9. Claudio B.C. (2016). *Structural Steel Design to Eurocode 3 and AISC Specifications*.
10. Khelil A., Larue B. (2008). Simple solutions for the flexural-torsional buckling of laterally restrained I-beams. *Engineering Structures*, 30, 2923–2934.
11. Trahair N.S., Hancock G.J. (2004). Steel Member Strength by Inelastic Lateral Buckling. *J. Struct. Eng.*, 130, 64–69.
12. Ivan B., Jindřich M. (2017). Lateral-torsional buckling of beams of mono-symmetrical cross sections loaded perpendicularly to the axis of symmetry Theoretical analysis. *Euro Steel*, (2–3), 1086–1095
13. Merih K., Leroy G., Lorenzo M. (2015). Lateral-torsional buckling assessment of steel beams through a stiffness reduction method. *Journal of Constructional Steel Research*, (109), 87–100.
14. Edgar W., Driver R.G., Heal T.W. (2015). Simplified approach to estimating the elastic lateral-torsional buckling capacity of steel beams with top-flange loading. *Can. J. Civ. Eng.*, (42), 130–138.

15. Trahair N.S. (2017). *Flexural-Torsional Buckling of Structures*. 352.
16. American Institute of Steel Construction. (2011). *Steel Construction Manual*. 13th edition.
17. White D.W., Asce M. (2008). Unified Flexural Resistance Equations for Stability Design of Steel I-Section Members: Overview. *Journal of Structural Engineering*, 134(9), 1405–1424
18. Subramanian L.P., Jeong W.Y., Yellepeddi R., White D.W. (2016). Assessment of I-Section member LTB resistances considering experimental data and practical inelastic buckling design calculations. *Structural Engineering, Mechanics and Materials Rep.*, (110).
19. Zdeněk K. (2013). Elastic Lateral-Torsional Buckling of Simply Supported Hot-Rolled Steel I-Beams with Random Imperfections. *Procedia Engineering*, (57), 504–514.
20. Park J.S., Young-Jong K. (2004). Flexural-Torsional Buckling of Stepped Beams Subjected to Pure Bending. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 8(1), 75–82.
21. Guiul I.S., Petru M., Danciu A.D., Ciitilin M. (2014). Lateral Torsional Buckling Resistance of Steel Plate Girders According To Euro norms. *The Eight International Conference "Bridges in Danube Basin"*.
22. Gebre T.H., Negash N.A. (2018). The development of strength curve for compressive members using three different codes: 9 AISC, Euro Code and Russian steel construction). *International scientific and applied conference "Engineering systems – 2018"*, 59–67.
23. Mohammad Anwar-Us-Saadat, Mahmud A. (2018). The continuous strength method for lateral-torsional buckling of stainless steel I-beams. *Thin-Walled Structures*, (130), 148–160.
24. Gardner L., Trahair N.S., Bradford M.A., Nethercot D.A. (2008). *The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3*.
25. Chiew S.P., Lee C.K., Jin Y.F., Cai Y.Q. (2014). Impact of Structural Eurocodes on steel and composite structures. *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, 7(1), 1–10
26. Galishnikova V.V., Gebre T.H., Al-Sabri S.A.M., Saffia-Doe O. (2018). Second order structural theory for the stability analysis of columns. *Structural mechanics of engineering constructions and buildings*, 14(3), 192–197.
27. Badari B., Papp F. (2015). On Design Method of Lateral-Torsional Buckling of Beams: State of the Art and a New Proposal for a General Type Design Method, *Periodical Polytechnic Civil Engineering*, 59(2), 179–192.
28. Yong D.J., Lopez A., Serna M.A. (2011). Beam-Column Resistance of Steel Members: A Comparative Study of AISC LRFD and EC3 Approaches. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 11(2), 345–361.
29. EC3 European committee for standardization. (2005). *BS EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. UK, British Standards Institution.
30. Lindner J. (2003). Design of beams and beam columns. *Progress in Structural Engineering and Materials*, (5), 38–47.

About the authors

Vera V. Galishnikova – Associate Professor, Director of the Department of Civil Engineering, Engineering Academy, Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University) (Moscow, Russian Federation). *Research interests:* computational civil engineering, building information modeling, topological computer models of buildings, computational geometry, computational mechanics of complex steel structural systems – latticed plates and shells, thin-walled plate and plate-rod structures, nonlinear finite element analysis of space frames, nonlinear stability of structures. *Contacts:* e-mail – galishni@gmail.com

Tesfaldet Hadgembes Gebre – PhD student of the Department of Civil Engineering, Engineering Academy, Peoples' Friendship University of Russia (RUDN University) (Moscow, Russian Federation). *Research interests:* computational civil engineering, frame stability analysis, lateral torsional buckling, computational mechanics of buckling systems. *Contacts:* e-mail – tesfaldethg@gmail.com

For citation

Galishnikova V.V., Gebre T.H. (2019). A comparative study of beam design curves against lateral torsional buckling using AISC, EC and SP. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(1), 25–32. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-25-32

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Сравнение расчетных кривых балки с боковым крутильным изгибом с использованием AISC, EC и СП

В.В. Галишникова*, Т.Х. Гебре

Российский университет дружбы народов
Российская Федерация, 117198, Москва, ул. Миклухо-Маклая, 6

*galishni@gmail.com

(поступила в редакцию: 02 декабря 2018 г.; доработана: 30 декабря 2018 г.; принята к публикации: 22 января 2019 г.)

Цель исследования. Расчет на устойчивость является неотъемлемой частью проектирования стальных конструкций. Он очень важен для определения оптимального поперечного сечения стальных балок. Поперечное боковое выпучивание обычно происходит у балок, которые подвержены вертикальной нагрузке и теряют устойчивость из плоскости приложения нагрузок. Это является основным фактором при проектировании стальных конструкций и может привести к снижению несущей способности.

Методы. Существуют различные методы расчета стальной балки на поперечное боковое выпучивание. Все нормы расчета по-разному подходят к исследованию поперечное-бокового выпучивания, в данной статье внимание скон-

центрировано на трех из них. Первый метод предложен Американским институтом стальных конструкций (AISC), второй описан в Еврокоде (ЕС), третий приводится в российских строительных правилах (СП). Особое внимание уделено методам построения кривых для поперечного бокового выпучивания и определения их характеристик.

Результаты. Нормы, разработанные Американским институтом стальных конструкций, рекомендуют рассматривать три режима потери устойчивости, зависящие от длины элементов (L_b). Однако ЕС и СП дают уменьшение χ_{LT} и предохраняют конструкцию от поперечного бокового выпучивания. В основном изгибная жесткость для поперечных сечений с высокими стенками согласно AISC выше, чем в ЕС и СП.

Ключевые слова: стальные балки, устойчивость, устойчивость плоской формы изгиба балок, форма потери устойчивости

Список литературы

1. Salmon C.G., Johnson J.E., Malh F.A. Steel Structures Design and Behavior: Emphasizing Load and Resistance Factor Design. 5th edition. 2009. Pp. 417–431.
2. Bazant Z.P., Cedolin L. Stability of Structures: Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories // World Scientific. 2010. 1009 p.
3. Kalju L., Ivar T. Comparative study of the buckling of steel beams in Eurocode 3 and the Russian code // Journal of Constructional Steel Research. 2006. No. 62. Pp. 1290–1294.
4. Trahair N.S. Buckling analysis design of steel frames // Journal of Constructional Steel Research. 2009. No. 65. Pp. 1459–1463.
5. Rebekka W., Rolf K., Markus K. Lateral Torsional Buckling Behavior of Steel Beams – On the Influence of the Structural System // Structures. 2017. No. 11. Pp. 178–188. doi: 10.1016/j.istruc.2017.05.007
6. Jan B., Miroslav B., Martin V., Jindřich M., Marcela K., Jiří P. Experimental Analysis of Lateral Torsional Buckling of Beams with Selected Cross-Section Types // Procedia Engineering. 2017. No. 195. Pp. 56–61.
7. Galishnikova V.V., Pahl P.J. Analysis of frame buckling without sidesway classification // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. Т. 14. № 4. С. 299–312.
8. Quanwang L., Aming Z., Hao Z. A simplified method for stability analysis of multi-story frames considering vertical interactions between stories // Advances in Structural Engineering. 2016. Vol. 19. No. 4. Pp. 599–610.
9. Claudio B.C. Structural Steel Design to Eurocode 3 and AISC Specifications. 2016.
10. Khelil A., Larue B. Simple solutions for the flexural-torsional buckling of laterally restrained I-beams // Engineering Structures. 2008. No. 30. Pp. 2923–2934.
11. Trahair N.S., Hancock G.J. Steel Member Strength by Inelastic Lateral Buckling // J. Struct. Eng., 2004. No. 130. Pp. 64–69.
12. Ivan B., Jindřich M. Lateral-torsional buckling of beams of mono-symmetrical cross sections loaded perpendicularly to the axis of symmetry Theoretical analysis // Euro Steel. 2017. No. 2–3. Pp. 1086–1095.
13. Merih K., Leroy G., Lorenzo M. Lateral-torsional buckling assessment of steel beams through a stiffness reduction method // Journal of Constructional Steel Research. 2015. No. 109. Pp. 87–100.
14. Edgar W., Driver R.G., Heal T.W. Simplified approach to estimating the elastic lateral-torsional buckling capacity of steel beams with top-flange loading // Can. J. Civ. Eng. 2015. No. 42. Pp. 130–138.
15. Trahair N.S. Flexural-Torsional Buckling of Structures. 2017. 352 p.
16. Steel Construction Manual. 13th edition / American Institute of Steel Construction. 2011.
17. White D.W., Asce M. Unified Flexural Resistance Equations for Stability Design of Steel I-Section Members: Overview // Journal of Structural Engineering. 2008. Vol. 134. No. 9. Pp. 1405–1424.
18. Subramanian L.P., Jeong W.Y., Yellepeddi R., White D.W. Assessment of I-Section member LTB resistances considering experimental data and practical inelastic buckling design calculations, Structural Engineering // Mechanics and Materials Rep. 2016. No. 110.
19. Zdeněk K. Elastic Lateral-Torsional Buckling of Simply Supported Hot-Rolled Steel I-Beams with Random Imperfections // Procedia Engineering. 2013. No. 57. Pp. 504–514.
20. Park J.S., Young-Jong K. Flexural-Torsional Buckling of Stepped Beams Subjected to Pure Bending // KSCE Journal of Civil Engineering. 2004. Vol. 8. No. 1. Pp. 75–82.
21. Guiul I.S., Petru M., Danciu A.D., Ciutiilin M. Lateral Torsional Buckling Resistance Of Steel Plate Girders According To Euronorms // The Eight International Conference “Bridges in Danube Basin. 2014.
22. Gebre T.H., Negash N.A. The development of strength curve for compressive members using three different codes: 9 AISC, Euro Code and Russian steel construction) // Инженерные системы – 2018: труды научно-практической конференции с международным участием. 2018. С. 59–67.
23. Mohammad Anwar-Us-Saadat, Mahmud A. The continuous strength method for lateral-torsional buckling of stainless steel I-beams // Thin-Walled Structures. 2018. No. 130. Pp. 148–160.
24. Gardner L., Trahair N.S., Bradford M.A., Nethercot D.A. The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3. 2008.
25. Chiew S.P., Lee C.K., Jin Y.F., Cai Y.Q. Impact of Structural Eurocodes on steel and composite structures // The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering. 2014. Vol. 7. No. 1. Pp. 1–10.
26. Galishnikova V.V., Gebre T.H., Al-Sabri S.A.M., Saffia-Doe O. Second order structural theory for the stability analysis of columns // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. Т. 14. № 3. С. 192–197.

27. *Badari B., Papp F.* On Design Method of Lateral-torsional Buckling of Beams: State of the Art and a New Proposal for a General Type Design Method // *Periodical Polytechnic Civil Engineering*. 2015. Vol. 59. No. 2. Pp. 179–192.

28. *Yong D.J., Lopez A., Serna M.A.* Beam-Column Resistance of Steel Members: A Comparative Study of AISC LRFD and EC3 Approaches // *International Journal of Structural Stability and Dynamics*. 2011. Vol. 11. No. 2. Pp. 345–361.

29. BS EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1–1: General rules and rules for buildings / EC3 European committee for standardization. UK, British Standards Institution, 2005.

30. *Lindner J.* Design of beams and beam columns, Technical University Berlin, Germany // *Progress in Structural Engineering and Materials*. 2003. No. 5. Pp. 38–47.

Об авторах

Галишникова Вера Владимировна – доктор технических наук, директор департамента строительства Инженерной академии, Российский университет дружбы народов (Москва, Российская Федерация). *Область научных интересов:* вычислительная строительная инже-

нерия, информационное моделирование зданий, топологические компьютерные модели зданий, вычислительная механика сложных стержневых систем, нелинейные конечно-элементные модели и программные комплексы для расчета пространственных стержневых систем, нелинейная устойчивость конструкций. *Контактная информация:* e-mail – galishni@gmail.com

Тесфалдет Хадзембес Гебре – аспирант департамента строительства Инженерной академии, Российский университет дружбы народов (Москва, Российская Федерация). *Область научных интересов:* гражданское строительство, расчеты рамы на устойчивость, плоская форма изгиба, вычислительная механика. *Контактная информация:* e-mail – tesfaldethg@gmail.com.

Для цитирования

Galishnikova V.V., Gebre T.H. A comparative study of beam design curves against lateral torsional buckling using AISC, EC and SP (Сравнение расчетных кривых балки с боковым крутильным изгибом с использованием AISC, EC и СП) // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2019. Т. 15. № 1. С. 25–32. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-25-32

УДК 624.072.2.014
DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-33-43

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Гнutoзамкнутые профили и расчет их оптимальных параметров

А.С. Марутян

Институт сервиса, туризма и дизайна
(филиал Северо-Кавказского федерального университета) в г. Пятигорске
Российская Федерация, 357500, Пятигорск, проспект 40 лет Октября, 56

(поступила в редакцию: 08 сентября 2018 г.; доработана: 21 декабря 2018 г.; принята к публикации: 18 января 2019 г.)

Актуальность. В статье представлено новое техническое решение гнutoзамкнутых профилей, относящихся к легким стальным тонкостенным конструкциям (ЛСТК), которые отличаются высокими технико-экономическими показателями и массово используются в промышленно-гражданском строительстве.

Цель исследования – показать, что характеристики тонкостенных конструкций можно дополнительно повысить при помощи формoобразования модификации профилей, сочетающей в своем составе контуры замкнутых и открытых очертаний.

Методы. Посредством опытно-конструкторских проработок и оптимизационно-проектных расчетов гнutoзамкнутых профилей разработано их новое техническое решение, оригинальность которого подтверждена патентной экспертизой.

Результаты. Новые гнutoзамкнутые профили (ГЗП) состоят из трубчатой части одиночной толщины и ребра двойной толщины. Для их изготовления без сварных, болтовых или заклепочных соединений листовая заготовка выполняется по всей длине с зубчатыми продольными кромками, зубцы которых расположены относительно друг друга в шахматном порядке и взаимно загнуты в пазах между собой после замыкания гнutoго профиля по его ребру. Загибы зубчатых креплений увеличивают толщину смятия и обеспечивают увеличение прочности соединений тонкостенных элементов на сдвиг. При равных габаритах по высоте и ширине ГЗП оптимизированы по критерию равноустойчивости, одинаковой из плоскости и в плоскости несущей конструкции. Дополнительно представлен ряд пятиугольных, треугольных и трапециевидных профилей, боковые грани которых наклонены относительно вертикали под углами 45 и 60 градусов.

Ключевые слова: стержневые конструкции, тонкостенные конструкции, гнutoзамкнутые профили, зубчатые крепления, оптимизация сечений, равноустойчивость, расчет оптимальных параметров

Введение

Предлагаемое в статье техническое решение относится к области строительства и может быть использовано в качестве стержневых элементов при разработке несущих конструкций зданий и сооружений различного назначения [1–6]. В частном случае это могут быть стержневые элементы поясов ферм прогонных и беспрогонных покрытий, а также других кровельных и каркасных систем [7–12]. Известны стержневые элементы, многогранное сечение которых образуют перегибом по длине обеих кромок листовой заготовки (штрипса) в обратных направлениях с формированием

фасонки на всем протяжении профиля и замыканием его сечения при помощи установки стяжных болтов (рис. 1, а) [13]. Такие сечения рекомендуются в качестве поясов стропильных ферм с решетками из стальных оцинкованных профилей [14]. Использование сечений с фасонкой по всей длине рационально в беспрогонных покрытиях, когда устойчивость из плоскости фермы обеспечена за счет укладки и крепления профилированного настила непосредственно по верхним поясам. Для прогонных покрытий предпочтительны сечения, одинаково устойчивые как из плоскости, так и в плоскости фермы.

Еще одно известное техническое решение представляет собой гнutoзамкнутый профиль прямоугольного сечения, наружная грань которого гофрирована, а I-образное ребро имеет фальцевое замыкание (рис. 1, б) [15]. Наиболее близким к пред-

© Марутян А.С., 2018



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

лагаемому (принятым в качестве прототипа) является техническое решение, представляющее собой гнутый замкнутый профиль, выполненный в поперечном сечении квадратной или прямоугольной формы со стыком примерно по середине одной из граней. Каждая часть грани, на которой расположен стык, имеет продолжение в виде *I*- или *Г*-образного ребра (рис. 1, *в*, *з*) [16]. Такой профиль эффективно конкурирует с двутавровыми балками.

Однако в качестве стержневого элемента, одинаково устойчивого как из плоскости, так и в плоскости несущей конструкции, он требует определенной доработки. В приведенных технических решениях, включая прототип, несущая способность гнутых замкнутых профилей обеспечена за счет использования при их изготовлении сварных, болтовых или заклепочных соединений, что вызывает определенный рост дополнительных затрат.

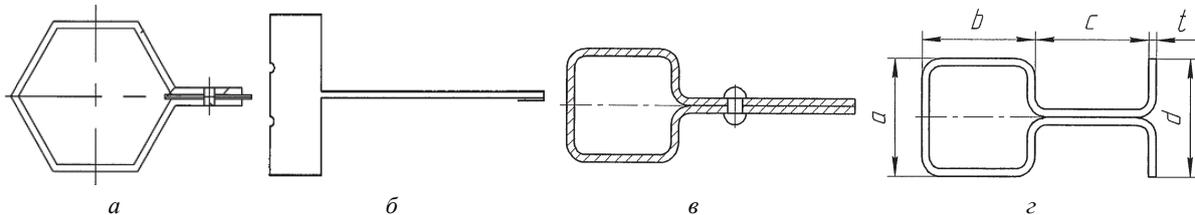


Рис. 1. Схемы гнутых замкнутых профилей:

a – многогранного; *б* – прямоугольного с гофрированной гранью;
в – прямоугольного с *I*-образным ребром; *з* – прямоугольного с *Г*-образным ребром

[Figure 1. Schemes of curved closed profiles:

a – many-sided; *б* – rectangular with a corrugated edge; *в* – rectangular with an *I*-shaped rib; *з* – rectangular with *L*-shaped edge]

Прямоугольные гнутозамкнутые профили с зубчатыми креплениями

Техническим результатом предлагаемого решения является одинаковая устойчивость (равностойчивость) профилей из плоскости и в плоскости несущей конструкции, а также уменьшение дополнительных затрат. Указанный технический результат достигается тем, что в гнутом замкнутом (гнутозамкнутом) профиле прямоугольного сечения со стыком посередине одной из длинных граней, где каждая часть состыкованной грани имеет

продолжение в виде *I*-образного ребра, размер коротких граней в два раза меньше размера *I*-образных ребер и в три раза меньше размера длинных граней. Для изготовления гнутозамкнутого профиля без сварных [17], болтовых или заклепочных соединений его листовая заготовка выполняется с зубчатыми продольными кромками по всей длине, зубцы которых расположены относительно друг друга в шахматном порядке и взаимно загнуты в пазах между собой после замыкания гнутого профиля по *I*-образному ребру (рис. 2) [18].

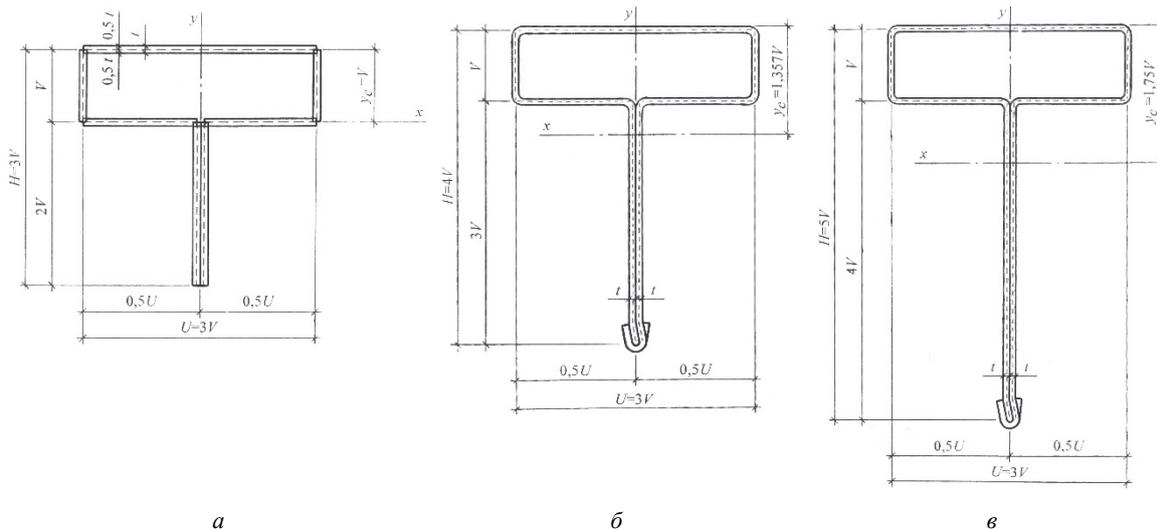


Рис. 2. Схемы гнутозамкнутых профилей (ГЗП):

a – расчетная схема профиля с $H/U = 3/3$; *б* – профиль с $H/U = 4/3$; *в* – профиль с $H/U = 5/3$ (пунктиром обозначены средние линии расчетных сечений)

[Figure 2. Schemes of curved closed profiles (CCP):

a – design profile scheme with $H/U = 3/3$; *б* – profile with $H/U = 4/3$; *в* – profile with $H/U = 5/3$ (the dashed lines represent the average lines of the calculated cross-sections)]

Предлагаемые гнутые замкнутые (гнутозамкнутые) профили обладают достаточно универсальным техническим решением, с реализацией которого для их изготовления можно использовать как зубчатые крепления, так и сварные, болтовые или заклепочные соединения. Если при этом размер коротких граней в два раза меньше размера I -образных ребер и в три раза меньше размера длинных граней, то равноустойчивость таких профилей обеспечена, то есть они обладают одинаковой устойчивостью из плоскости и в плоскости несущей конструкции. Равноустойчивость гнутозамкнутых профилей способствует эффективности их использования в поясах стропильных и подстропильных ферм прогонных покрытий. Применительно к поясам ферм беспрогонных покрытий рационально удлинить размеры реберных частей двойной толщины гнутозамкнутых профилей в зависимости от величин совместно действующих изгибающих моментов и сжимающих сил, развивая их расчет-

ное сечение в силовой плоскости несущей конструкции и сохраняя при этом уже обозначенные соотношения размеров длинных и коротких граней трубчатых частей одиночной толщины. Для изготовления гнутозамкнутых профилей без сварных, болтовых или заклепочных соединений параметры зубчатых продольных кромок их листовых заготовок целесообразно подобрать так, чтобы одним зигзагообразным резом формировать кромки сразу двух заготовок. Издержки производства при этом будут минимальными, что обеспечит уменьшение дополнительных затрат. Кроме того, загибы зубчатых креплений гнутозамкнутых профилей увеличивают толщину смятия, что может способствовать определенному росту несущей способности соединений тонкостенных элементов, работающих в основном на сдвиг (срез) и смятие [19–22]. Сами зубчатые крепления для большей надежности можно опрессовать (рис. 3).

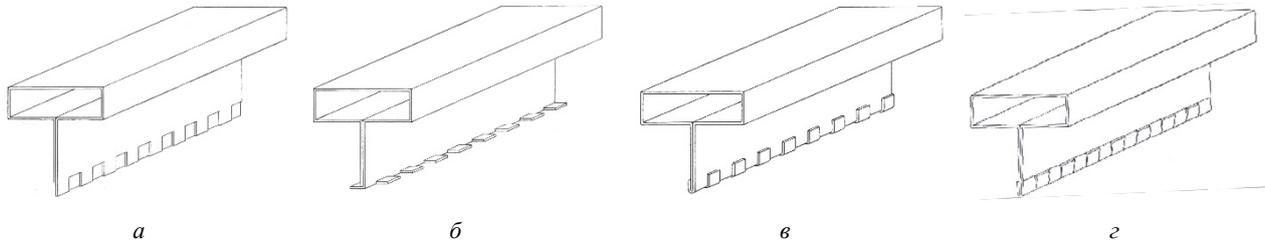


Рис. 3. Схемы замыкания зубчатых креплений равноустойчивого профиля:

a, б, в, з – очередность технологических операций

[Figure 3. Schemes of closing of toothed attachments of an equally stable profile:

a, б, в, з – sequence of technological operations]

Оптимизация прямоугольных гнутозамкнутых профилей

Для получения приведенного соотношения размеров прямоугольного гнутозамкнутого профиля с одинаковой устойчивостью из плоскости и в плоскости конструкции, а также количественной оценки его несущей способности необходимо рассчитать моменты инерции сечения I_x и I_y относительно главных центральных осей и приравнять их друг к другу. Расчетные выкладки при этом допустимо выполнять по средней линии тонкостенного сечения без учета угловых закруглений гнутозамкнутого профиля, а также без учета численных величин, содержащих значения толщины, возведенной во вторую и третью степень (t^2 , t^3) [23].

Рассматриваемое сечение гнутозамкнутого профиля можно представить составным из трубчатой части одиночной толщины и реберной части двойной толщины (рис. 2, *a*):

$$A = A_t + A_p = 2t(U + V) + 2t(U - V) = 4tU = 4ntV,$$

где A – расчетная площадь сечения гнутозамкнутого профиля; A_t – расчетная площадь трубчатой части; A_p – расчетная площадь реберной части; U – размер длинной грани профиля, равный его габаритам по ширине и высоте, $U = H$; V – размер короткой грани профиля; n – отношение размера длинной грани к размеру короткой грани, $1 \leq n = U / V$.

Ордината центра тяжести сечения относительно верхней грани гнутозамкнутого профиля составляет

$$y_0 = V(n + 1) / 4.$$

Момент инерции сечения относительно оси $x-x$:

$$I_x = tV^3((5/12)n^3 - (1/2)n^2 + (3/4)n).$$

Момент инерции сечения относительно оси $y - y$:

$$I_y = tV^3((1/6)n^3 - (1/2)n^2).$$

Получаем уравнение

$$I_x - I_y = 0;$$

$$n^2 - 4n + 3 = 0$$

с корнями $n_1 = 1$ и $n_2 = 3$.

Очевидно, что при $n_1 = 1$ гнутозамкнутый профиль трансформируется в квадратную трубу, а при $n_2 = 3$ размер коротких граней в два раза меньше размера L -образных ребер и в три раза меньше размера длинных граней. Тогда гнутозамкнутые профили, оптимизированные по критерию равноустойчивости, имеют следующие характеристики поперечного сечения:

$$H = 3,0V; U = 3,0V; y_0 = V; A = 12,0tV;$$

$$I_x = I_y = 9,0tV^3; W_{x,\max} = 9,0tV^2;$$

$$W_{x,\min} = 4,50tV^2; W_y = 6,0tV^2;$$

$$i_x = i_y = 0,86603V.$$

При совместном действии изгибающих моментов и сжимающих сил, которые имеют место в поясах ферм беспрогонных покрытий, гнутозамкнутые профили рационально развивать в силовых плоскостях несущих конструкций. Для этого целесообразно принять полученные соотношения размеров ребер, длинных и коротких граней равноустойчивого сечения в качестве базовых, с тем чтобы применительно к каждому расчетному случаю развивать высоту сечения последовательно на один размер коротких граней (рис. 2, б, в). Так, если развить высоту на один размер коротких граней и повторить все расчетные выкладки, то гнутосварные профили будут иметь следующие характеристики поперечного сечения:

$$H = 4,0V; U = 3,0V; A = 14,0tV;$$

$$y_0 = 1,357V; I_x = 19,88tV^3; I_y = 9,0tV^3;$$

$$W_{x,\max} = 14,65tV^2; W_{x,\min} = 7,522tV^2;$$

$$W_y = 6,0tV^2; i_x = 1,192V; i_y = 0,8018V.$$

Сравнительный расчет гнутозамкнутых профилей

Для сравнения предлагаемых гнутозамкнутых профилей (новое техническое решение) с прототипом в качестве базового объекта принята панель верхнего пояса фермы из стали класса С255 с расчетной длиной в плоскости 3 м, а также внутренними усилиями $N = 412/2 = 206$ кН и $M = 16,7/2 = 8,35$ кН·м [14], уменьшенными в два раза соразмерно прототипу, который представлен гнутым замкнутым профилем с параметрами $a = 120$ мм, $b = 120$ мм, $c = 120$ мм, $d = 120$ мм при толщине $t = 2$ мм (рис. 1, з) и следующими характеристиками поперечного сечения [16]:

$$H = 242 \text{ мм}; U = 120 \text{ мм}; A = 16,8 \text{ см}^2;$$

$$y_0 = 121 \text{ мм}; I_x = 1114 \text{ см}^4; I_y = 247 \text{ см}^4;$$

$$W_x = 1114/12,1 = 92,07 \text{ см}^3;$$

$$W_y = 247/6 = 41,17 \text{ см}^3;$$

$$i_x = (1114/16,8)^{1/2} = 8,143 \text{ см};$$

$$i_y = (247/16,8)^{1/2} = 3,834 \text{ см}.$$

Упрощая расчет в сторону запаса прочности, совмещая сечения с наибольшими сжимающей силой и изгибающим моментом, по рекомендации Н.С. Москалева, для стальных конструкций легких зданий допустима проверка краевого напряженного состояния по формуле [24]

$$\sigma = N / (\varphi A) + M / W_x,$$

которую для большей наглядности можно переписать следующим образом

$$\sigma / R_y = N / (\varphi A R_y) + M / (W_x R_y),$$

где σ – расчетное значение суммарного напряжения; R_y – расчетное сопротивление конструкционного материала по пределу текучести; φ – коэффициент продольного изгиба.

Тогда проверка краевого напряженного состояния от совместного действия внутренних усилий в сечении панели из профиля по прототипу составит

$$\begin{aligned} \sigma / R_y &= N / (\varphi A R_y) + M / (W_x R_y) = \\ &= 20600 / (0,908 \times 16,8 \times 2400) + \\ &+ 83500 / (92,07 \times 2400) = 0,945, \end{aligned}$$

где расчетная гибкость панели $\lambda = l / i_x = 300 / 8,143 = 36,84$; условная гибкость панели $\bar{\lambda} = \lambda(R_y / E)^{1/2} = 36,84(2400 / 2100000)^{1/2} = 1,245 < 2,5$; расчетное сопротивление стали класса прочности С255 $R_y = 2400$ кгс/см²; модуль упругости стали $E = 2100000$ кгс/см²; коэффициент продольного изгиба $\varphi = 1 - 0,066(\bar{\lambda})^{3/2} = 1 - 0,066 \times 1,245^{3/2} = 0,908$ [25].

Новое техническое решение представлено гнутозамкнутым профилем, равноустойчивым из плоскости и в плоскости, со следующими параметрами:

$$\begin{aligned} A &= 12,0tV = 16,8 \text{ см}^2; \\ V &= A / (12,0t) = 16,8 / (12 \times 0,2) = 7,0 \text{ см}; \\ H &= 3,0V = 3,0 \times 7,0 = 21,0 \text{ см}; \\ U &= 3,0V = 3,0 \times 7,0 = 21,0 \text{ см}; \\ y_0 &= V = 7,0 \text{ см}; \\ I_x &= I_y = 9,0tV^3 = 9,0 \times 0,2 \times 7,0^3 = 617,4 \text{ см}^4; \\ W_{x,\max} &= 9,0tV^2 = 9,0 \times 0,2 \times 7,0^2 = 88,2 \text{ см}^3; \\ W_{x,\min} &= 4,50tV^2 = 4,5 \times 0,2 \times 7,0^2 = 44,1 \text{ см}^3; \\ W_y &= 6,0tV^2 = 6,0 \times 0,2 \times 7,0^2 = 58,8 \text{ см}^3; \\ i_x &= i_y = 0,86603V = 0,86603 \times 7,0 = 6,062 \text{ см}. \end{aligned}$$

Таким образом, проверка краевого напряженного состояния от совместного действия внутренних усилий в сечении панели из равноустойчивого профиля по новому техническому решению составит

$$\begin{aligned} \sigma / R_y &= N / (\varphi AR_y) + M / (W_x R_y) = \\ &= 20600 / (0,857 \times 16,8 \times 2400) + \\ &+ 83500 / (88,2 \times 2400) = 0,991, \end{aligned}$$

где $\lambda = 300 / 6,062 = 49,49$;

$$\begin{aligned} \bar{\lambda} &= 49,49(2400 / 2100000)^{1/2} = 1,673 < 2,5; \\ \varphi &= 1 - 0,066 \times 1,673^{3/2} = 0,857. \end{aligned}$$

Как видно, расчетное напряжение в новом техническом решении оказалось на $100(0,991 - 0,945) / (0,991 \dots 0,945) = 4,6 \dots 4,9$ % выше, чем в прототипе. Объяснить это можно тем, что габаритный

размер по высоте у прототипа на $100(242 - 211) / (242 \dots 211) = 12,9 \dots 14,7$ % больше, чем у нового решения, и профиль по новому решению в этих же пределах компактнее прототипа.

Расчет профилей с учетом зубчатых креплений

Сравнение нового технического решения с его прототипом целесообразно продолжить, добавив в гнутозамкнутые профили зубчатые крепления взамен сварных, болтовых или заклепочных соединений. Для этого в рассмотренном равноустойчивом профиле необходимо подобрать размеры элементов зубчатого крепления (зубцов), которые должны быть не меньше $1/10$ полки (горизонтальной грани) или стенки (вертикальной грани) гнутого профиля¹. В данном случае этот размер составляет $0,1 \times 2V = 0,1 \times 2 \times 70 = 14$ мм, где $2V = 2 \times 70 = 140$ мм – размер реберной части гнутозамкнутого профиля (рис. 4).

Допустив на перспективу определенный резерв, размер элементов зубчатого крепления можно округлить до 20 мм. С учетом зубчатого крепления гнутозамкнутый профиль, одинаково устойчивый из плоскости и в плоскости несущей конструкции, будет иметь следующие характеристики поперечного сечения:

$$\begin{aligned} A_1 &= 12,0tV = 16,8 - 2 \times 2,0 \times 0,2 = 16,0 \text{ см}^2 - \\ &\text{расчетная площадь сечения нетто}; \\ V &= A_1 / (12,0t) = 16,0 / (12,0 \times 0,2) = 6,667 \text{ см}; \\ H &= 3,0V = 3,0 \times 6,667 = 20,001 \text{ см}; \\ U &= 3,0V = 3,0 \times 6,667 = 20,001 \text{ см}; \\ y_0 &= V = 6,667 \text{ см}; \\ I_x &= I_y = 9,0tV^3 = 9,0 \times 0,2 \times 6,667^3 = 533,41 \text{ см}^4; \\ W_{x,\max} &= 9,0tV^2 = 9,0 \times 0,2 \times 6,667^2 = 80,01 \text{ см}^3; \\ W_{x,\min} &= 4,50tV^2 = 4,5 \times 0,2 \times 6,667^2 = 40,004 \text{ см}^3; \\ W_y &= 6,0tV^2 = 6,0 \times 0,2 \times 6,667^2 = 53,34 \text{ см}^3; \\ i_x &= i_y = 0,86603V = 0,86603 \times 6,667 = 5,774 \text{ см}. \end{aligned}$$

¹ СП 260.1325800.2016. Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов. Правила проектирования. М., 2016. С. 16.

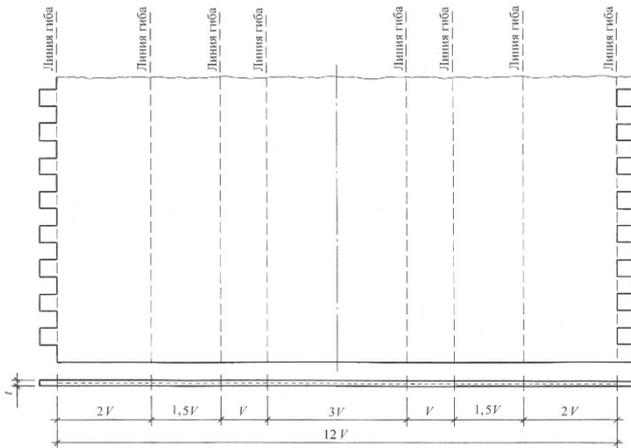


Рис. 4. Развертка листовой заготовки с зубчатыми кромками для равноустойчивого профиля
[Figure 4. Development of a sheet blank with serrated edges for an equally stable profile]

Проверка краевого напряженного состояния от совместного действия внутренних усилий в сечении панели из равноустойчивого профиля с зубчатым креплением по новому техническому решению составит:

$$\begin{aligned}\sigma / R_y &= N / (\varphi A_1 R_y) + M / (W_x R_y) = \\ &= 20600 / (0,846 \times 16,0 \times 2400) + \\ &+ 83500 / (80,01 \times 2400) = 1,069\end{aligned}$$

где $\lambda = 300 / 5,774 = 51,964$;

$$\bar{\lambda} = 51,964(2400 / 2100000)^{1/2} = 1,757 < 2,5;$$

$$\varphi = 1 - 0,066 \times 1,757^{3/2} = 0,846.$$

Перенапряжение в новом техническом решении составило 6,9 %. При этом габаритный размер по высоте у прототипа на 16,5...19,8 % больше, чем у нового решения. Поэтому, чтобы продолжить сравнение нового технического решения с прототипом, сечение гнutoзамкнутого профиля с зубчатым креплением нужно развить в плоскости фермы, удлинив его реберную часть на один размер короткой грани трубчатой части (рис. 2, б):

$$A_1 = 14,0tV = 16,8 - 2 \times 2,0 \times 0,2 = 16,0 \text{ см}^2;$$

$$V = A_1 / (14,0t) = 16,0 / (14,0 \times 0,2) = 5,714 \text{ см};$$

$$H = 4,0V = 4,0 \times 5,714 = 22,856 \text{ см};$$

$$U = 3,0V = 3,0 \times 5,714 = 17,142 \text{ см};$$

$$y_0 = 1,357V = 1,357 \times 5,714 = 7,857 \text{ см};$$

$$I_x = 19,88tV^3 = 19,88 \times 0,2 \times 5,714^3 = 741,77 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 9,0tV^3 = 9,0 \times 0,2 \times 5,714^3 = 335,81 \text{ см}^4;$$

$$W_{x,\text{max}} = 14,65tV^2 = 14,65 \times 0,2 \times 5,714^2 = 95,66 \text{ см}^3;$$

$$W_{x,\text{min}} = 7,522tV^2 = 7,522 \times 0,2 \times 5,714^2 = 49,12 \text{ см}^3;$$

$$W_y = 6,0tV^2 = 6,0 \times 0,2 \times 5,714^2 = 36,18 \text{ см}^3;$$

$$i_x = 1,192V = 1,192 \times 5,714 = 6,811 \text{ см};$$

$$i_y = 0,8018V = 0,8018 \times 5,714 = 4,5815 \text{ см}.$$

Следовательно, проверка краевого напряженного состояния от совместного действия внутренних усилий в сечении панели из профиля с зубчатым креплением и высотой, развитой на один размер короткой грани, по новому техническому решению составит:

$$\begin{aligned}\sigma / R_y &= N / (\varphi A_1 R_y) + M / (W_x R_y) = \\ &= 20600 / (0,8801 \times 16,0 \times 2400) + \\ &+ 83500 / (95,66 \times 2400) = 0,973\end{aligned}$$

где $\lambda = 300 / 6,881 = 44,05$;

$$\bar{\lambda} = 44,05(2400 / 2100000)^{1/2} = 1,489 < 2,5;$$

$$\varphi = 1 - 0,066 \times 1,489^{3/2} = 0,8801.$$

Расчетное напряжение в новом техническом решении оказалось на 2,9...3,0 % выше, чем в прототипе. При этом габаритный размер по высоте у прототипа на 5,6...5,9 % больше, чем у нового решения, и профиль по новому решению в этих же пределах компактнее прототипа.

Полученные результаты сравнений подтверждают рациональность гнutoзамкнутых профилей как с зубчатыми креплениями, так и без них.

Модификации гнutoзамкнутых профилей

Численные выкладки, аналогичные приведенному расчету, показали, что профили других форм сечений не менее рациональны, чем прямоугольные. В частности, проработаны и оптимизированы по критерию равноустойчивости пятиугольные, треугольные и трапециевидные модификации, у которых боковые грани наклонены относительно вертикали под углами 45 и 60 градусов (рис. 5) [26–28]. Для сравнения геометрических характеристик базовых сечений за эталонные (100-процентные) значения приняты параметры прямоугольных профилей, а начальными и постоянными величинами при этом являются площадь сечения и толщина листовых заготовок (штрипсов): $A = \text{const}$ и $t = \text{const}$ (см. таблицу). Как видно, в представленном ряду гнutoзамкнутых профилей наибольшими значениями осевых моментов инерции сечения выделяются пятиугольные модификации, что вполне соответствует итогам оптимизационных расчетов пятигранных труб [29; 30].

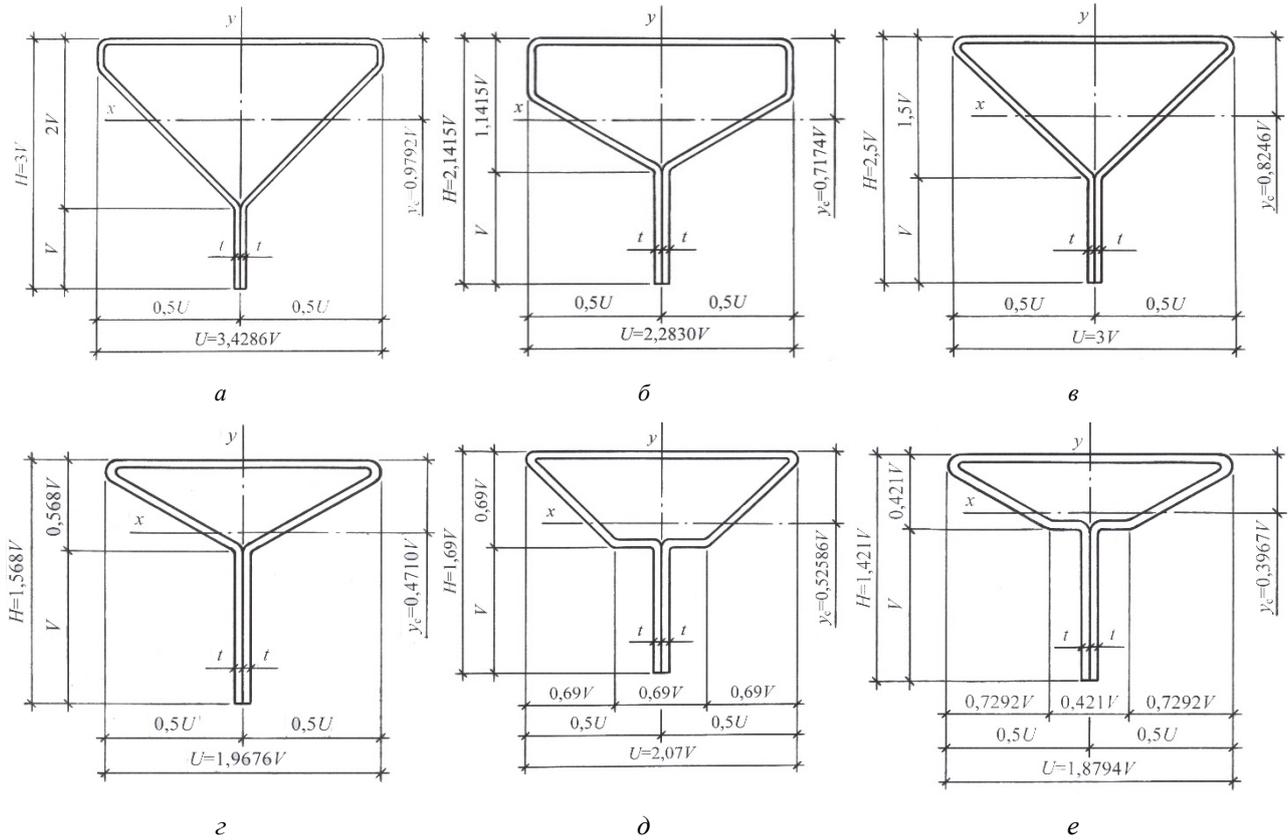


Рис. 5. Схемы базовых пятиугольных (а, б), треугольных (в, з) и трапециевидных (д, е) гнутозамкнутых профилей, оптимизированных по критерию равноустойчивости
 [Figure 5. Schemes of basic pentagonal (a, б), triangular (в, з) and trapezoidal (д, е) curved closed profiles, optimized by equal stability test]

Таблица

Расчетные параметры базовых сечений гнутозамкнутых профилей
 [Table. Estimated parameters of basic sections of closed-loop profiles]

Гнутозамкнутые профили (ГЗП) [Curved closed profiles]								
Характеристики сечений [Cross section characteristics]	$H, A/t$	0,250000 100 %	0,276528 110,6 %	0,271621 108,6 %	0,270485 108,2 %	0,251298 100,5 %	0,251802 100,7 %	0,237451 95,0 %
	$U, A/t$	0,250000 100 %	0,316035 126,4 %	0,289569 115,8 %	0,324582 129,8 %	0,315341 126,1 %	0,308420 123,4 %	0,314050 125,6 %
	$V, A/t$	0,083333 100 %	0,092167 110,6 %	0,126837 152,2 %	0,108194 129,8 %	0,160267 192,3 %	0,148995 178,8 %	0,167101 200,5 %
	$y_0, A/t$	0,083333 100 %	0,090259 108,3 %	0,090993 109,2 %	0,089217 107,1 %	0,075486 90,6 %	0,078351 94,02 %	0,066289 79,55 %
	$I_x = I_y, A^3/t^2$	0,005207 100 %	0,007674 147,4 %	0,006938 133,2 %	0,006877 132,1 %	0,005630 108,1 %	0,005844 112,2 %	0,005324 102,2 %
	$W_{x,max}, A^2/t$	0,062410 100 %	0,056407 90,4 %	0,076377 122,4 %	0,078128 125,2 %	0,074592 119,5 %	0,075190 120,5 %	0,080650 129,2 %
	$W_{x,min}, A^2/t$	0,031250 100 %	0,027910 89,3 %	0,038478 123,1 %	0,038453 123,0 %	0,032026 102,5 %	0,033965 108,7 %	0,031235 99,96 %
	$W_y, A^2/t$	0,041666 100 %	0,030768 73,9 %	0,047832 114,8 %	0,042391 101,7 %	0,035710 85,7 %	0,038031 91,3 %	0,033912 81,4 %
$i_x = i_y, A/t$	0,072162 100 %	0,087603 121,4 %	0,083293 115,4 %	0,082928 114,9 %	0,075037 104,0 %	0,076514 106,0 %	0,073023 101,2 %	

Примечание. A и t – площадь сечения и толщина штрипса (листовой заготовки) соответственно, $A = \text{const}$ и $t = \text{const}$.
 [Notice. A and t – the cross-sectional area and the thickness of the strip (sheet blank) respectively, $A = \text{const}$ and $t = \text{const}$.]

Заключение

Полученные результаты сравнений подтверждают перспективность, рациональность и эффективность применения в несущих конструкциях предлагаемых гнущезамкнутых профилей как без зубчатых креплений, так и с ними. В последнем случае ослабление расчетного сечения нетто из-за зубчатых продольных кромок толщиной $t = 2,0$ мм их штрипсов (листовых заготовок или формуемых полос) составило $A_1 / A = 16,0 / 16,2 = 0,9524$. Для сопоставления можно отметить, что обозначенное ослабление заметно меньше аналогичного ослабления от метрической резьбы:

$$D_1 / D = (1,567...1,729) / 2,0 = 0,7835...0,8645,$$

где D – наружный диаметр резьбы; $D = 2,0$ мм; D_1 – внутренний диаметр резьбы; $D_1 = 1,567$ мм при шаге резьбы 0,4 мм; $D_1 = 1,729$ мм при шаге резьбы 0,25 мм¹.

Если в метрической резьбе «лишний» металл в виде опилок и стружек тщательно утилизируют в качестве вторичного сырья (металлического лома), то в новом техническом решении, минимизируя отходы металла и уменьшая дополнительные затраты, одним зигзагообразным резом можно получить зубчатые продольные кромки сразу двух листовых заготовок для гнущезамкнутых профилей. При этом универсальность их технического решения в случае необходимости позволяет, имея оптимизированное по критерию равноустойчивости сечение и отталкиваясь от него как от базового, по заданным проектом параметрам подбирать производные сечения за один-два шага. Представляется, что в дальнейшем аналогично и созвучно гнущесварным профилям ГСП предлагаемые гнущезамкнутые профили можно сокращенно маркировать ГЗП.

Список литературы

1. Орлова А.В., Жмарин Е.Н., Пармонов К.О. Энергетическая эффективность домов из легких стальных тонкостенных конструкций // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2013. № 6. С. 1–13.
2. Советников Д.О., Виденков Н.В., Трубина Д.А. Легкие стальные тонкостенные конструкции в многоэтажном строительстве. // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 3. С. 152–165.

3. Рыбаков В.А., Маслак Т.В., Федотова К.А., Смирнов А.В., Ананьева И.А. Реконструкция скатных крыш с использованием легких стальных тонкостенных конструкций // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2017. № 12. С. 20–48.

4. Ye J., Hajirasouliha I., Becque J., Eslami A. Optimum design of cold-formed steel beams using Particle Swarm Optimisation method // Journal of constructional steel research. 2016. No. 122. Pp. 80–93.

5. Ye J., Hajirasouliha I., Becque J., Pilakoutas K. Development of more efficient cold-formed steel channel sections in bending // Thin-walled structures. 2016. No. 101. Pp. 1–13.

6. Ye J., Becque J., Hajirasouliha I., Mojtabaie S.M., Limb J.B.P. Development of optimum cold-formed steel sections for maximum energy dissipation in uniaxial bending // Engineering structures. 2018. No. 161. Pp. 55–67.

7. Коротких А.В., Гербер А.А., Крылов И.И. Особенности работы фермы с перекрестной решеткой из тонкостенных оцинкованных профилей // Известия вузов. Строительство. 2011. № 10. С. 9–20.

8. Алексейцев А.В., Курченко Н.С. Деформации стальных стропильных ферм при ударных аварийных воздействиях // Инженерно-строительный журнал. 2017. № 5. С. 3–13.

9. Атавин И.В., Мельников Б.Е., Семенов А.С., Чернышева Н.В., Яковлева Е.Л. Влияние жесткости узловых соединений на устойчивость и прочность тонкостенных конструкций // Инженерно-строительный журнал. 2018. № 4. С. 48–61.

10. Рыбаков В.А., Ал Али М., Пантелеев А.П., Федотова К.А., Смирнов А.В. Несущая способность стропильных систем из стальных тонкостенных конструкций в чердачных крышах // Инженерно-строительный журнал. 2018. № 8. С. 28–39.

11. Yousefi A.M., Lim J.B.P., Clifton G.C. Web crippling design of cold-formed ferritic stainless steel unflipped channels with fastened flanges under end-two-flange loading condition // Journal of constructional steel research. 2019. No. 152. Pp. 12–28.

12. Ye J., Hajirasouliha I., Becque J. Experimental investigation of local-flexural interactive buckling of cold-formed steel channel columns // Twin-walled structures. 2018. No. 125. Pp. 245–258.

13. Патент РФ № 2633851. Строительный элемент для изготовления решетчатых конструкций / И.Л. Кузнецов, М.А. Салахутдинов, С.Ф. Саянов. 2017. Бюл. № 29. URL: <http://www1.fips.ru/ofpstorage/IZPM/2017.10.18/RUNWC1/000/000/002/633/851/%D0%98%D0%97-02633851-0001/document.pdf> (дата обращения: 05.07.2018).

14. Салахутдинов М.А., Кузнецов И.Л., Саянов С.Ф. Стальные фермы с поясами из труб многогранного сечения // Известия КГАСУ. 2016. № 4 (38). С. 236–242.

15. United States patent US 20070056240. Press-formable light-gauge truss framing element / Lakdas Nanayakara. 2007, March 15. URL: <http://www.freepatentsonline.com/y2007/0056240.html> (дата обращения: 05.07.2018).

16. Патент РФ № 98155. Гнутый замкнутый профиль / Е.В. Левин. 2010. Бюл. № 28. URL: <http://www.fips.ru/Archive/PAT/2010FULL/2010.10.10/DOC/RUNWU1/00>

¹ ГОСТ 24705-2004. Резьба метрическая. Основные размеры. М.: Стандартинформ, 2005. С. 6.

0/000/000/098/155/DOCUMENT.PDF (дата обращения: 05.07.2018).

17. Патент РФ № 178154. Строительный элемент для изготовления решетчатых конструкций / И.Л. Кузнецов, М.А. Салахутдинов. 2017. Бюл. № 9. URL: <http://www1.fips.ru/ofpstorage/IZPM/2018.03.26/RUNWU1/000/000/000/178/154/%D0%9F%D0%9C-00178154-00001/document.pdf> (дата обращения: 05.08.2018).

18. Патент РФ № 2641333. Гнутозамкнутый профиль / А.С. Марутян. 2018. Бюл. № 2. URL: <http://www1.fips.ru/ofpstorage/IZPM/2018.01.18/RUNWC1/000/000/002/641/333/%D0%98%D0%97-02641333-00001/document.pdf> (дата обращения: 05.07.2018).

19. Кузнецов И.Л., Фахрутдинов А.Ф., Рамазанов Р.Р. Результаты экспериментальных исследований работы соединений тонкостенных элементов на сдвиг // Вестник МГСУ. 2016. № 12. С. 34–43.

20. Просяников Б.Д. Болтовое соединение с взаимным продавливанием соединяемых тонкостенных профилей // Вестник ТГАСУ. 2016. № 2. С. 130–138.

21. Elliot M.D., Teh L.N., Ahmed A. Behaviour and strength of bolted connections failing in shear // Journal of constructional steel research. 2019. No. 153. Pp. 320–329.

22. Zhanga Z., Wang J., Lia B., Zhao C. Seismic tests and numerical investigation of blind-bolted moment CFST frames infilled with thin-walled SPSWs // Thin-walled structures. 2019. No. 134. Pp. 347–362.

23. Марутян А.С. Оптимизация конструкций из трубчатых (гнутозамкнутых) профилей квадратных (прямоугольных) и ромбических сечений // Строительная механика и расчет сооружений. 2016. № 1. С. 30–38.

24. Москалев С.Н., Попова Р.А. Стальные конструкции для легких зданий. М.: АСВ, 2003. С. 132.

25. Пособие по проектированию стальных конструкций. М.: ЦИТП, 1989. С. 17.

26. Патент РФ № 2645318. Пятиугольный гнутозамкнутый профиль / А.С. Марутян. 2018. Бюл. № 5.

URL: <http://www1.fips.ru/ofpstorage/IZPM/2018.02.20/RUNWC1/000/000/002/645/318/%D0%98%D0%97-02645318-00001/document.pdf> (дата обращения: 05.07.2018).

27. Патент РФ № 2651741. Треугольный гнутозамкнутый профиль / А.С. Марутян. 2018. Бюл. № 12. URL: <http://www1.fips.ru/ofpstorage/IZPM/2018.04.23/RUNWC1/000/000/002/651/741/%D0%98%D0%97-02651741-00001/document.pdf> (дата обращения: 05.07.2018).

28. Патент РФ № 2655056. Трапециевидный гнутозамкнутый профиль / А.С. Марутян. 2018. Бюл. № 15. URL: <http://www1.fips.ru/ofpstorage/IZPM/2018.05.23/RUNWC1/000/000/002/655/056/%D0%98%D0%97-02655056-00001/document.pdf> (дата обращения: 05.07.2018).

29. Копытов М.М., Матвеев А.В. Легкие металлоконструкции из пятигранных труб. Томск: STT, 2007. 124 с.

30. Марутян А.С. Оптимизация пятиугольных профильных труб новой модификации // Строительная механика и расчет сооружений. 2016. № 3. С. 25–35.

Об авторе

Марутян Александр Суменович – кандидат технических наук, доцент, старший научный сотрудник отдела организации проектно-грантовой деятельности, филиал Северо-Кавказского федерального университета в г. Пятигорске (Пятигорск, Россия). *Область научных интересов:* легкие металлические конструкции зданий и сооружений. *Контактная информация:* e-mail – al_marut@mail.ru.

Для цитирования

Марутян А.С. Гнутозамкнутые профили и расчет их оптимальных параметров // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 1. С. 33–43. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-33-43

RESEARCH PAPER

Curved closed profiles and calculation of their optimal parameters

Alexander S. Marutyan

The Institute of Service, Tourism and Design
(branch of North-Caucasian Federal University) in Pyatigorsk
56 40 let Oktyabrya Ave, Pyatigorsk, 357500, Russian Federation

(received: September 08, 2018; revised: December 21, 2018; accepted: January 18, 2019)

Abstract. Relevance. A new technical solution of bent-closed profiles relating to light steel thin-walled structures (LSTS), which have high technical and economic indicators and are widely used in industrial and civil construction, is presented.

Aim of the research. The characteristics of thin-walled structures can be further enhanced by shaping the modification of profiles, combining in its composition the outlines of closed and open outlines.

Methods. By means of developmental studies and optimization and design calculations for bent-closed profiles, their new technical solution was developed, the originality of which was confirmed by patent examination.

Results. New curved closed profiles (CCP) consist of a tubular part of a single thickness and a double-thickness rib. For their manufacture without welded, bolted or riveted joints, the sheet blank is made along the entire length with serrated

longitudinal edges, the teeth of which are arranged relative to each other in a staggered manner and mutually bent in grooves between themselves after the curved profile is closed along its edge. The bends of the gear fasteners increase the thickness of the collapse and provide an increase in the shear strength of the joints of thin-walled elements. With equal dimensions in height and width of the CCP, they are optimized by the criterion of uniform stability, which is the same from the plane and in the plane of the supporting structure. Additionally, a series of pentagonal, triangular and trapezoidal profiles are presented, in which the lateral faces are inclined relative to the vertical at angles of 45 and 60 degrees.

Keywords: core constructions, thin-walled constructions, curved closed profiles, gear fastenings, section optimization, equability, calculation of optimal parameters

References

1. Orlova A.V., Zhmarin E.N., Paramonov K.O. (2013). Power efficiency of houses from light-gauge steel structures. *Construction of unique buildings and structures*, (6), 1–13. (In Russ.)
2. Sovetnikov D.O., Videnkov N.V., Trubina D.A. (2015). Light gauge steel framing in construction of multi-storey buildings. *Construction of unique buildings and structures*, (3), 152–165. (In Russ.)
3. Rybakov V.A., Maslak T.V., Fedotova K.A., Smirnov A.V., Ananeva I.A. (2017). Reconstruction of pitched roofs using steel thin-walled structures. *Construction of unique buildings and structures*, (12), 20–48. (In Russ.)
4. Ye J., Hajirasouliha I., Becque J., Eslami A. (2016). Optimum design of cold-formed steel beams using particle swarm optimisation method. *Journal of constructional steel research*, (122), 80–93. (In Russ.)
5. Ye J., Hajirasouliha I., Becque J., Pilakoutas K. (2016). Development of more efficient cold-formed steel channel sections in bending. *Thin-walled structures*, (101), 1–13.
6. Ye J., Becque J., Hajirasouliha I., Mojtabaie S.M., Lim J.B.P. (2018). Development of optimum cold-formed steel sections for maximum energy dissipation in uniaxial bending. *Engineering structures*, (161), 55–67. (In Russ.)
7. Korotkikh A.V., Gerber A.A., Krylov II. (2011). Features of the work farm with a cross bar of thin walled zinc coated profiles. *News of higher educational institutions. Construction*, (10), 9–20. (In Russ.)
8. Alekseytsev A.V., Kurchenko N.S. (2017). Deformations of steel roof trusses under shock emergency action. *Magazine of civil engineering*, (5), 3–13. (In Russ.)
9. Atavin I.V., Melnikov B.E., Semenov A.S., Chernysheva N.V., Yakovleva E.L. (2018). Influence of stiffness of node on stability and strength of thin-walled structure. *Magazine of civil engineering*, (4), 48–61. (In Russ.)
10. Rybakov V.A., Al Ali M., Panteleev A.P., Fedotova K.A., Smirnov A.V. (2017). Bearing capacity of rafter systems made of steel thin-walled structures in attic roofs. *Magazine of civil engineering*, (8), 28–39. (In Russ.)
11. Yousefi A.M., Lim J.B.P., Clifton G.C. (2019). Web crippling design of cold-formed ferritic stainless steel unlipped channels with fastened flanges under end-two-flange loading condition. *Journal of constructional steel research*, (152), 12–28.
12. Ye J., Hajirasouliha I., Becque J. (2018). Experimental investigation of local-flexural interactive buckling of cold-formed steel channel columns. *Twin-walled structures*, (125), 245–258.
13. Kuznetsov I.L., Salakhutdinov M.A., Sayanov S.F. (2017). *Construction element for manufacturing lattice structures* (Patent RUS No. 2633851. Byul. No. 29). Available from: <http://www1.fips.ru/ofpstorage/IZPM/2017.10.18/RUNWC1/000/000/002/633/851/%D0%98%D0%97-02633851-00001/document.pdf> (In Russ.)
14. Salakhutdinov M.A., Kuznetsov I.L., Sayanov S.F. (2016). Steel trusses with belts made of pipes of polyhedral cross-section. *Izvestiya KGASU*, (4), 236–242. (In Russ.)
15. Nanayakkara L. (2007, March 15). *Press-formable light-gauge truss framing element* (United States patent US 20070056240).
16. Levin E.V. (2010). *Curved closed profile* (Patent RUS No. 98155. Byul. No. 28). Available from: <http://www.fips.ru/Archive/PAT/2010FULL/2010.10.10/DOC> (In Russ.)
17. Kuznetsov I.L., Salakhutdinov M.A. (2018). *Construction element for manufacturing lattice structures* (Patent RUS No. 178154. Byul. No. 9). Available from: <http://www1.fips.ru/ofpstorage/IZPM/2018.03.26/RUNWU1/000/000/000/178/154/%D0%9F%D0%9C-00178154-00001/document.pdf> (In Russ.)
18. Marutyan A.S. (2018). *Curved closed profile* (Patent RUS No. 2641333. Byul. No. 2). Available from: <http://www1.fips.ru/ofpstorage/IZPM/2018.01.18/RUNWC1/000/000/002/641/333/%D0%98%D0%97-02641333-00001/document.pdf> (In Russ.)
19. Kuznetsov I.L., Fakhruddinov A.F., Ramazanov R.R. (2016). Results of experimental studies of the work of compounds of thin-walled elements on shear. *Bulletin of MGSU*, (12), 34–43. (In Russ.)
20. Prosyaniykov B.D. (2016). Bolted joint with reciprocal punch of connected slender sections. *Bulletin of TGASU*, (2), 130–138. (In Russ.)
21. Elliot M.D., Teh L.N., Ahmed A. (2019). Behaviour and strength of bolted connections failing in shear. *Journal of constructional steel research*, (153), 320–329.
22. Zhanga Z., Wang J., Lia B., Zhao C. (2019). Seismic tests and numerical investigation of blind-bolted moment CFST frames infilled with thin-walled SPSWs. *Thin-walled structures*, (134), 347–362.
23. Marutyan A.S. (2016). Optimization of structures from tubular (roll-welded) profiles of square (rectangular) and rhombic sections. *Construction mechanics and calculation of structures*, (1), 30–38. (In Russ.)
24. Moskalev S.N., Popova R.A. (2003). *Steel structures for light buildings*. Moscow: ASV Publ. 132. (In Russ.)

25. *Manual on the design of steel structures*. (1989). Moscow: TsITP Publ., 17. (In Russ.)

26. Marutyán A.S. (2018). *Pentagonal formed profile* (Patent RUS No. 2645318. Byul. No. 5). Available from: <http://www1.fips.ru/ofpstorage/IZPM/2018.02.20/RUNWC1/000/000/002/645/318/%D0%98%D0%97-02645318-00001/document.pdf> (In Russ.)

27. Marutyán A.S. (2018). *Triangular hollow profile* (Patent RUS No. 2651741. Byul. No. 12). Available from: <http://www1.fips.ru/ofpstorage/IZPM/2018.04.23/RUNWC1/000/000/002/651/741/%D0%98%D0%97-02651741-00001/document.pdf> (In Russ.)

28. Marutyán A.S. (2018). *Trapezoidal closed profile* (Patent RUS No. 2655056. Byul. No. 15). Available from: <http://www1.fips.ru/ofpstorage/IZPM/2018.05.23/RUNWC1/000/000/002/655/056/%D0%98%D0%97-02655056-00001/document.pdf> (In Russ.)

29. Kopytov M.M., Matveev A.V. (2007). *Light metal structures from pentahedral pipes*. Tomsk: STT Publ., 124. (In Russ.)

30. Marutyán A.S. (2016). Optimization of pentagonal shaped pipes of a new modification. *Construction mechanics and calculation of structures*, (3), 25–35. (In Russ.)

About the author

Alexander S. Marutyán – PhD of Technical Sciences, Associate Professor, Senior Researcher of the Department of Project Grant Organization, branch of the North-Caucasian Federal University in Pyatigorsk. *Research interests*: light metal structures of buildings and structures. *Contacts*: e-mail – al_marut@mail.ru.

For citation

Marutyán A.S. (2019). Curved closed profiles and calculation of their optimal parameters. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(1), 33–43. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-33-43 (In Russ.)

УДК 624.04:624.137:625.122:677
DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-44-50

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Анализ надежности материала георешетки со случайными нелинейными вязкоупругими характеристиками

А.И. Марасанов

Российский университет транспорта (МИИТ)
Российская Федерация, 127994, Москва, ул. Образцова, д. 9, стр. 9

(поступила в редакцию: 19 ноября 2018 г.; доработана: 17 декабря 2018 г.; принята к публикации: 15 января 2019 г.)

Введение. В статье исследуется поведение во времени материала георешетки при растяжении, обладающего случайными нелинейными вязкоупругими свойствами. Характеристики вязкоупругости представлены в виде гауссовского случайного вектора, компоненты которого приняты на основе экспериментальных данных.

Цель – изучение влияния различных факторов (уровень действующих напряжений, замена постоянной нагрузки на случайную, количество имитируемых реализаций случайного процесса относительной деформации, изменение допустимого уровня относительной деформации) на обеспечение требуемого срока службы при заданном уровне надежности. Под надежностью понимается вероятность безотказной работы. Под отказом подразумевается первое превышение случайной относительной деформацией некоторого заданного уровня. В качестве последнего принята величина относительной деформации, отвечающая условному пределу текучести материала георешетки.

Методы. Используются известные алгоритмы численного моделирования реализаций гауссовского случайного вектора с заданной корреляционной матрицей, характеризующего случайные вязкоупругие свойства материала (метод линейного преобразования), и гауссовских случайных чисел.

Результаты. Показано, что относительная продольная деформация материала георешетки является гауссовским нестационарным случайным процессом, для стохастического анализа которого можно ограничиться численным моделированием 10 000 реализаций. Получены зависимости от времени оценок математического ожидания и среднеквадратического отклонения случайной относительной деформации, а также функция вероятности безотказной работы.

Выводы. Выявлено, что оценка долговечности, получаемая на основе решения в детерминированной постановке задачи, оказывается завышенной по сравнению с решением в вероятностной постановке, если выдвигается условие обеспечения заданного срока службы с определенным уровнем надежности.

Ключевые слова: георешетка, гауссовский случайный вектор, долговечность, математическое ожидание, среднеквадратическое отклонение, вероятность безотказной работы

Введение

Известно, что георешетки широко применяются в транспортном строительстве, а именно при сооружении оснований для аэродромов, самолетных ангаров, вертолетных площадок, армировании конструктивных дорожных одежд автодорог, укреплении поверхностей откосов земляного полотна авто- и железных дорог и т.д. Одновременно возникает проблема обеспечения безотказной работы георешеток в течение заданного срока служ-

бы. В различных методических документах, например в [1], отмечается, что заданный срок службы должен быть обеспечен с уровнем надежности не ниже 0,95. Отметим, что продолжительность срока службы георешеток зависит от их назначения. Так, срок службы георешеток, используемых для усиления откосов насыпей земляного полотна железных и автодорог может быть ограничен временем образования дернового слоя на поверхности откоса (примерно 2 месяца), повышающего устойчивость откоса к размывам.

Заметим также, что достоверный прогноз продолжительности срока службы георешеток, т.е. их долговечности, может быть дан только на основе длительных испытаний, позволяющих выявить вязкоупругие свойства материала.

© Марасанов А.И., 2018



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

Экспериментальным исследованиям вязкоупругих свойств материала георешеток посвящены работы [2–6].

В [2] приводятся результаты статистического анализа характеристик вязкоупругости материала георешеток различных типов при растяжении. Показано, что изучаемый материал обладает свойством нелинейной ползучести, причем характеристики вязкоупругости имеют значительный статистический разброс.

В [3] исследуются вязкоупругие свойства геополотенец и георешеток различной структуры в режимах ползучести и релаксации. Отмечено, что геосинтетические материалы обладают существенным различием в их вязкоупругих свойствах.

В [4] на основе краткосрочных испытаний на ползучесть геосеток из полиэфира и георешеток из полипропилена при повышенных температурах с помощью метода температурно-временной аналогии дается прогноз их поведения в течение 30 лет эксплуатации. Подчеркивается, что образцы из полиэфира менее подвержены ползучести по сравнению с образцами из полипропилена.

В [5] рассматривается изменение показателей прочности геосинтетических материалов с течением времени путем сравнения указанных параметров для материала, бывшего длительное время в эксплуатации, с прочностными характеристиками образцов нового аналогичного материала. Полученная на основе указанных опытов зависимость прочности от времени сравнивается с теоретическими подходами, заложенными в европейские нормы проектирования армогрунтовых конструкций (EBGEO).

В [6] сравниваются результаты длительных испытаний георешеток из нетканого полипропилена, размещенных в массиве плотного песка, с лабораторными опытами, а также результатами, полученными другими исследователями. Для анализа результатов натуральных испытаний предложена аналитическая модель.

Исследованию поведения во времени на основе метода конечных элементов георешеток с учетом нелинейной ползучести при их взаимодействии с массивом грунта посвящены работы [7–9].

В [7] представлены результаты расчета нескольких ячеек георешетки при их анкерном креплении в тело откоса насыпи.

В [8] проводится имитирование поведения во времени массива песка, усиленного полимерной георешеткой.

В [9] выполнено исследование влияния ползучести геосинтетического усиления на сдвиговые

деформации оснований насыпей, укрепленных колоннами.

Следует отметить, что в вышеперечисленных трудах задача решалась в детерминистической постановке. Однако характеристики вязкоупругости геосинтетиков, как отмечалось ранее, имеют существенный статистический разброс, поэтому такие задачи целесообразно решать в вероятностной постановке.

Цель

Целью данной работы является исследование влияния различных факторов (уровень действующих напряжений, замена постоянной нагрузки на случайную, количество имитируемых реализаций случайного процесса относительной деформации) на обеспечение требуемого срока службы материала георешетки при заданном уровне надежности. Под надежностью понимается вероятность безотказной работы, причем отказом считается первое превышение случайной относительной деформацией некоторого заданного уровня. В качестве последнего принята величина относительной деформации, отвечающая условному пределу текучести материала георешетки, равная, согласно исследованиям, представленным в [2], 0,05.

Методы

В [2] для материала георешетки Геомат С-60 была принята следующая зависимость относительной продольной деформации ε от времени t :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E} + c\sigma^k t^\beta. \quad (1)$$

Согласно [2], $k = 2,175$, а коэффициенты E , $\ln\beta$, c являются компонентами гауссовского случайного вектора $\bar{\theta} = (E, \ln\beta, c)^t$ с характеристиками: $\langle E \rangle = 264$ МПа; $S_E = 45,7$ МПа; $\langle \ln\beta \rangle = -1,14$; $S_{\ln\beta} = 0,13$; $\langle c \rangle = 0,00043$ (МПа) $^{-k} \times (\text{сутки})^{-\beta}$; $S_c = 0,00013$ (МПа) $^{-k} \times (\text{сутки})^{-\beta}$; $r_{E,c} = -0,04$; $r_{E,\ln\beta} = 0,44$; $r_{c,\ln\beta} = -0,48$. Здесь угловыми скобками обозначены оценки среднего значения случайной величины, символом S – оценки среднеквадратического отклонения, символом r – оценки коэффициента корреляции между соответствующими случайными величинами.

Реализации гауссовского случайного вектора $\bar{\theta}$ с заданной корреляционной матрицей можно численно моделировать с помощью метода линейного преобразования [10].

Согласно указанному методу центрируем и пронормируем случайный вектор $\bar{\theta}$. Полученный таким образом вектор обозначим $\bar{\alpha} = (\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3)'$. Для $\bar{\alpha}$ справедливо соотношение

$$\bar{\alpha} = H\bar{\gamma}. \quad (2)$$

Здесь $\bar{\gamma} = (\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3)'$ – вектор, координаты которого являются независимыми гауссовскими случайными числами с параметрами (0,1); H – матрица 3-го порядка. Приняв ее в треугольном виде, найдем

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= h_{11}\gamma_1 \\ \alpha_2 &= h_{21}\gamma_1 + h_{22}\gamma_2 \\ \alpha_3 &= h_{31}\gamma_1 + h_{32}\gamma_2 + h_{33}\gamma_3. \end{aligned} \quad (3)$$

Коэффициенты h_{ij} определяются из соотношения

$$r_{ij} = \langle \alpha_i \alpha_j \rangle. \quad (4)$$

Реализацию случайного вектора $\bar{\theta}$ получим на основе реализации вектора $\bar{\alpha}$, проведя необходимые преобразования с его компонентами:

$$\begin{aligned} E &= S_E \alpha_1 + \langle E \rangle \\ \beta &= \exp(S_{\ln\beta} \alpha_2 + \langle \ln\beta \rangle) \\ c &= S_c \alpha_3 + \langle c \rangle. \end{aligned} \quad (5)$$

Результаты

В таблице представлены статистические характеристики случайного вектора $\bar{\theta}$, найденные численно на основе различного числа реализаций. Они сопоставляются с аналогичными характеристиками, определенными по экспериментальным данным, указанным выше. Можно заметить, что при увеличении количества реализаций параметры имитируемого случайного вектора приближаются к заданным значениям.

Исследуем поведение во времени материала георешетки при растяжении с учетом его случайных свойств.

На рис. 1–3 представлены графики функций математического ожидания и среднеквадратического отклонения случайного процесса относительной продольной деформации материала георешетки, а также функции вероятности его безотказной работы, полученные при различном числе моделируемых реализаций, а именно 1000, 5000, 10 000, для уровня напряжений, составляющего 35 % от разрушающего.

Как видно из представленных результатов, соответствующие кривые, полученные на основе статистического анализа 1000, 5000 и 10 000 реализаций, практически совпадают.

Таким образом, для анализа поведения во времени материала георешетки можно ограничиться моделированием 10 000 реализаций случайного процесса относительной деформации. Результаты, приведенные ниже, получены путем статистического анализа именно такого количества реализаций.

Таблица

Статистические характеристики случайного вектора $\bar{\theta}$
[Table. Statistical characteristics of a random vector $\bar{\theta}$]

Число реализаций [The number of implementations]	$\langle E \rangle$	S_E	$\langle \ln\beta \rangle$	$S_{\ln\beta}$	$\langle c \rangle \times 10^5$	$S_c \times 10^5$	$r_{E \ln\beta}$	r_{E_c}	$r_{c \ln\beta}$
1000	265	44,7	-1,14	0,13	43	13	0,45	-0,07	-0,49
5000	264	45,1	-1,14	0,13	43	13	0,43	-0,05	-0,46
10 000	265	45,4	-1,14	0,13	42	13	0,42	-0,04	-0,47
Опыт [Experience]	264	45,7	-1,14	0,13	43	13	0,44	-0,04	-0,48

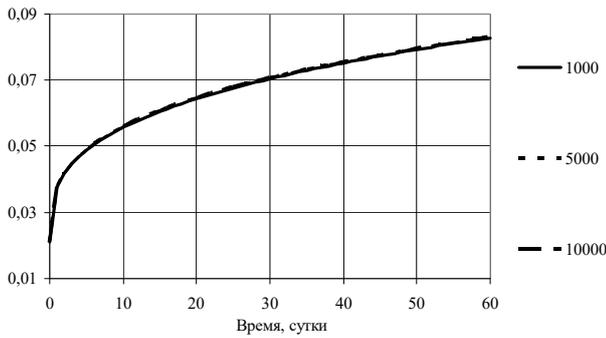


Рис. 1. Функция математического ожидания относительной деформации при различном числе моделируемых реализаций
 [Figure 1. Function of mathematical expectation of strain under different number of imitated realizations]

Отметим нестационарность случайного процесса относительной деформации. Кроме того, функция математического ожидания относительной деформации оказывается очень близкой к решению детерминированной задачи, получаемому на основе соотношения (1), если приравнять в этом соотношении случайные величины E , β , c соответствующим средним значениям.

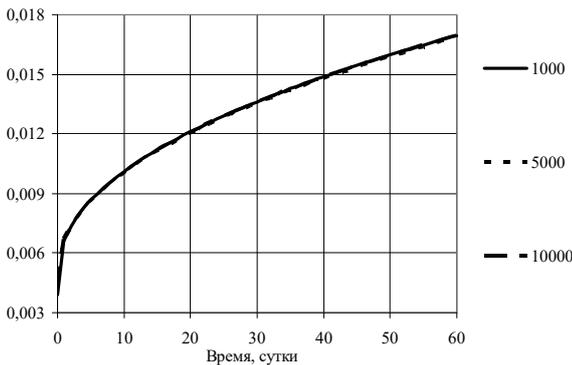


Рис. 2. Функция среднеекватического отклонения относительной деформации при различном числе моделируемых реализаций
 [Figure 2. Function of standard deviation of strain under different number of imitated realizations]

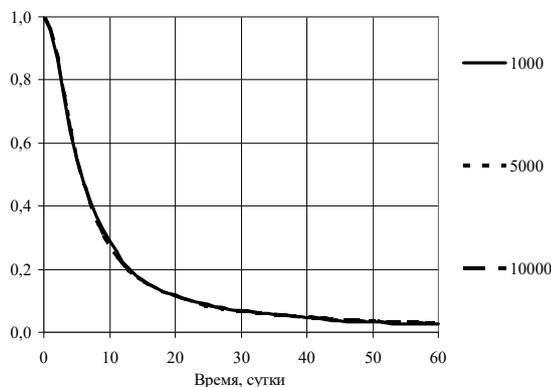


Рис. 3. Функция вероятности безотказной работы при различном числе моделируемых реализаций
 [Figure 3. Function of probability of no-failure under different number of imitated realizations]

На рис. 4–5 приведены графики функций математического ожидания и среднеекватического отклонения случайной относительной деформации материала георешетки, полученные при различных уровнях растягивающих напряжений. Здесь нижние кривые соответствуют напряжениям, равным 25 % от разрушающего напряжения, средние кривые – 30 %, верхние – 35 %.

Из рис. 4 следует, что для детерминированной задачи при уровнях напряжений, равных 35 и 30 % от разрушающего, долговечность материала георешетки составляет 6 и 22 суток соответственно, при уровне напряжений 25 % от разрушающего долговечность превышает заданный срок службы. Под долговечностью в данном случае понимается время, проходящее до момента превышения относительной деформацией допускаемой величины.

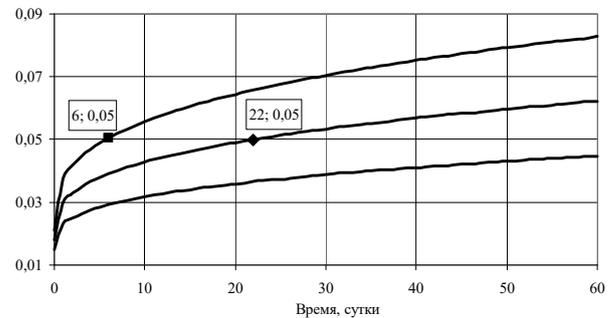


Рис. 4. Функция математического ожидания относительной деформации при различных уровнях растягивающих напряжений
 [Figure 4. Function of mathematical expectation of strain under different values of tension stresses]

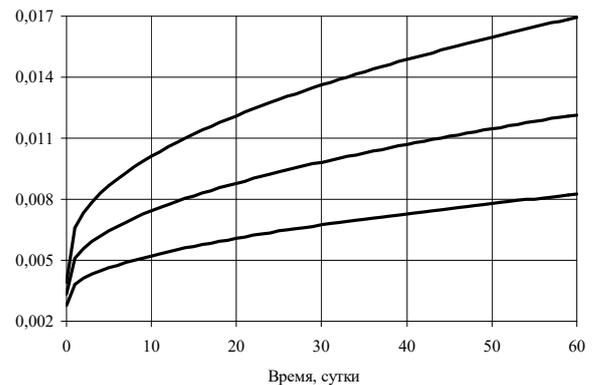


Рис. 5. Функция среднеекватического отклонения относительной деформации при различных уровнях растягивающих напряжений
 [Figure 5. Function of standard deviation of strain under different values of tension stresses]

На рис. 6 представлены графики функции вероятности безотказной работы материала георешетки, полученные при различных уровнях растягивающих напряжений. Нижняя сплошная кри-

вая соответствует напряжениям, равным 35 % от разрушающего напряжения, средняя сплошная кривая – 30 %, верхняя прямая – 25 %.

При уровне напряжений, равном 25 % от разрушающего, в течение заданного интервала времени отказа не происходит, т.е. уровень надежности составляет 1. При уровнях напряжений 30 и 35 % от разрушающего срок службы материала георешетки при уровне надежности 0,95 составляет 6 и 1 сутки соответственно, что существенно ниже оценок долговечности, полученных при детерминированной постановке задачи (22 и 6 суток).

Штриховая кривая на рис. 6 соответствует функции вероятности безотказной работы материала георешетки при уровне напряжений, равном 35 % от разрушающего, и более высокой допустимой величине относительной деформации (0,1). Следовательно, двукратное повышение допустимой деформации при прочих равных условиях приводит к резкому повышению надежности рассматриваемой системы.

На рис. 7 представлены графики функции вероятности безотказной работы материала георешетки, причем штриховая кривая отвечает действию постоянной нагрузки, равной 35 % от разрушающей, сплошная кривая соответствует действию нагрузки в виде гауссовой случайной величины с математическим ожиданием, равным 35 %, и среднеквадратическим отклонением, равным 3,5 % от разрушающей нагрузки.

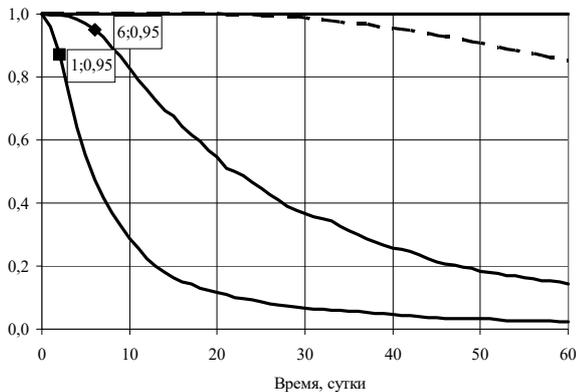


Рис. 6. Функция вероятности безотказной работы при различных уровнях растягивающих напряжений
[Figure 6. Function of probability of no-failure under different values of tension stresses]

На начальном временном интервале (примерно 5 суток) вероятность безотказной работы элемента георешетки с постоянной нагрузкой несколько выше аналогичного фактора элемента со случайной нагрузкой. С течением времени картина меняется на противоположную.

Подчеркнем, что приведенные результаты получены для отдельного образца материала георешетки. Между тем в работе [7] показано, что учет свойств грунта заполнения георешеток, а также сил трения, появляющихся на поверхности контакта грунта заполнения и откоса насыпи, приводит к существенному замедлению роста деформаций ползучести во времени. Однако в представленной работе на простом примере проиллюстрирована необходимость учета случайной природы свойств материала и нагрузок при решении подобных задач.

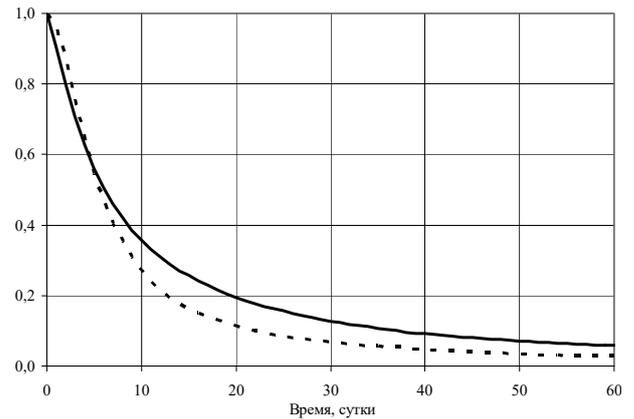


Рис. 7. Функция вероятности безотказной работы при действии постоянной и случайной нагрузок
[Figure 7. Function of probability of no-failure under constant and random loadings]

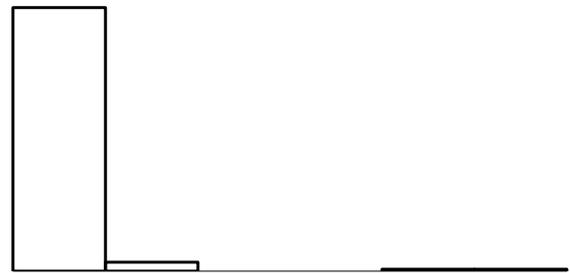


Рис. 8. Гистограмма долговечности материала георешетки
[Figure 8. Bar chart of geogrid material durability]

Следует отметить, что в рамках вероятностного решения можно помимо функции вероятности безотказной работы системы получить вероятностное распределение долговечности, которая является случайной величиной. На рис. 8 представлена 6-ти разрядная гистограмма долговечности материала георешетки со случайными характеристиками вязкоупругости при действии постоянных напряжений, равных 35 % от разрушающего. При этом среднее значение долговечности равно 13,7 суток, а коэффициент вариации равен 0,3. Очевидно, что приведенное вероятностное распределение долговечности затруднительно аппроксимировать каким-либо статистическим законом.

Выводы

Проведено численное исследование поведения во времени материала георешетки со случайными нелинейными вязкоупругими свойствами. Показано, что решение задачи в вероятностной постановке приводит к существенному снижению оценок долговечности по сравнению с аналогичной задачей, решаемой в детерминированной постановке. В вероятностном решении увеличение допускаемого уровня относительной деформации приводит к повышению надежности рассматриваемой системы, а замена постоянной нагрузки на нагрузку в виде гауссовской случайной величины с малым коэффициентом вариации оказывает неоднозначное влияние на функцию безотказной работы.

Список литературы

1. ОДМ 218.5.001-2009. Методические рекомендации по применению геосеток и плоских георешеток для армирования асфальтобетонных слоев усовершенствованных видов покрытий при капитальном ремонте и ремонте автомобильных дорог.
2. Марасанов А.И., Фимкин А.И. Исследование вязкоупругих свойств материала георешеток различных типов // Механизация строительства. 2014. № 6 (840). С. 33–37.
3. Логинова И.И., Артамонова Д.А., Столяров О.Н., Мельников Б.Е. Влияние структуры на вязкоупругие свойства геосинтетических материалов // Инженерно-строительный журнал. 2015. № 4 (56). С. 11–18.
4. Srungeri S.G., Alekseev N.N., Kovalenko I.A., Stolyarov O.N. Creep behavior of geosynthetics by temperature accelerated testing // Инженерно-строительный журнал. 2017. № 8 (76). С. 255–265.
5. Пономарев А.Б., Клевеко В.И., Татьянаников Д.А. Анализ изменения прочностных характеристик геосинтетических материалов в процессе эксплуатации // На-

учный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. 2014. № 3 (35). С. 11–16

6. De Bona Becker L., Lopes da Silva Nunes A.L. Influence of soil confinement on the creep behavior of geotextiles // Geotextiles and Geomembranes. 2015. № 43 (4). С. 351–358.

7. Пуляевский Д.В., Токарев П.М. Напряженно-деформированное состояние элементов систем из синтетических нетканых материалов с учетом их нелинейной ползучести // Строительная механика и расчет сооружений. 2006. № 5. С. 52–57.

8. Fu-Lin Li, Fang-Le Peng, Yong Tan, W. Kongkitkul, M.S.A. Siddiquee. FE simulation of viscous behavior of geogrid-reinforced sand under laboratory-scale plane-strain-compression testing // Geotextiles and Geomembranes. 2012. № 31. С. 72–80.

9. Liu K.-W., Kerry Rowe R. Numerical study of the effects of geosynthetic reinforcement viscosity on behaviour of embankments supported by deep-mixing-method columns // Geotextiles and Geomembranes. 2015. № 43 (6). С. 567–578.

10. Быков В.В. Цифровое моделирование в статистической радиотехнике. М.: Советское радио, 1971. 328 с.

Об авторе

Марасанов Александр Игоревич – кандидат технических наук, доцент кафедры строительной механики, Российский университет транспорта (Москва, Российская Федерация). *Область научных интересов:* анализ надежности, долговечности и устойчивости стохастических вязкоупругих систем, экспериментальные исследования вязкоупругих материалов. *Контактная информация:* e-mail: marasanovai@yandex.ru

Для цитирования

Марасанов А.И. Анализ надежности материала георешетки со случайными нелинейными вязкоупругими характеристиками // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 1. С. 44–50. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-44-50

RESEARCH PAPER

Reliability analysis of geogrid material with random nonlinear viscoelastic characteristics

Alexander I. Marasanov

Russian University of Transport
9 Obrazcova St., bldg. 9, Moscow, 127994, Russian Federation

(received: November 19, 2018; revised: December 17, 2018; accepted: January 15, 2019)

Abstract. Introduction. The behavior in the course of a time of geogrid material with random nonlinear viscoelastic characteristics under tension is analysed. Parameters of viscoelasticity are represented in form of Gaussian random vector. The components of this vector are taken from experimental data.

Aim of the research. The objective of this research is the analysis of influence of different factors (value of applied load and the application of load in the form of random value instead of dead one, number of realizations, change of given

level of strain) on providing of needed service life of geogrid material with given reliability level. Here reliability is interpreted as function of probability of non-failure. The first crossing of some given level by random strain is considered as a failure. The strain value corresponding to yield limit of geogrid material is accepted as the given level of longitudinal strain.

Methods. The realizations of Gaussian random vector of viscoelastic parameters of material with given correlation matrix were imitated by means of linear transformation method.

Results. It is demonstrated that longitudinal strain is Gaussian nonstationary random process which stochastic analysis can be made on base of 10 000 realizations. The dependencies on time of mathematical expectation and standard deviation of random longitudinal strain as well as function of probability of non-failure are found.

Conclusion. It is shown that durability estimation found on base of the deterministic problem solution is overestimated in comparison with stochastic problem solution if the condition of given service life providing with some reliability level is set up.

Keywords: geogrid, Gaussian random vector, durability, mathematical expectation, standard deviation, the probability of non-failure

References

1. ODM 218.5.001-2009. *Metodicheskie rekomendacii po primeneniю geosetok i ploskih geoschetok dlja armirovaniа asfaltobetonnih sloev usovershenstvovannih vidod pokritiy pri kapitalnom remonte i remonte avtodorog* [Guidelines for the use of geogrids and flat geogrids for reinforcing asphalt concrete layers of improved types of coatings for overhauling and repairing highways]. (In Russ.)

2. Marasanov A.I., Fimkin A.I. (2014). Issledovanie vyazkouprugih svoystv materiala geoschetok razlichnyh tipov [The investigation of the viscoelastic properties of the material of geogrids of various types]. *Mechanization of Construction*, (6), 33–36. (In Russ.)

3. Loginova I.I., Artamonova D.A., Stolyarov O.N., Melnikov B.E. (2015). Vliyanie struktury na vyazkouprugie svoystva geosinteticheskikh materialov [Effect of structure on the viscoelastic properties of geosynthetic materials]. *Magazine of Civil Engineering*, 4(56), 11–18. (In Russ.)

4. Srungeri S.G., Alekseev N.N., Kovalenko I.A., Stolyarov O.N. (2017). Creep behavior of geosynthetics by temperature accelerated testing. *Magazine of Civil Engineering*, 8(76), 255–265.

5. Ponomarev A.B., Kleveko V.I., Tat'yannikov D.A. (2014). Analiz izmeneniya prochnostnyh harakteristik geosinteticheskikh materialov v processe ehkspluatatsii [Analysis of changes in the strength characteristics of geosynthetic materials during operation]. *Nauchnyy vestnik voronezhskogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta. Stroitelstvo i arkhitektura*, 3(35), 11–16. (In Russ.)

6. De Bona Becker L., Lopes da Silva Nunes A.L. (2015). Influence of soil confinement on the creep behavior of geotextiles. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(4), 351–358.

7. Puliaevsky D.V., Tokarev P.M. (2006). Napriajenno-deformirovannoe sostoianje elementov is sinteticheskikh

netkannykh materialov s uchedom ih nelineynoy polsuchesti [Stress-strain state of the elements of systems made of synthetic non-woven materials, taking into account their nonlinear creep]. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*, (5), 52–57. (In Russ.)

8. Fu-Lin Li, Fang-Le Peng, Yong Tan, W. Kongkitkul, M.S.A. Siddiquee. (2012). FE simulation of viscous behavior of geogrid-reinforced sand under laboratory-scale plane-strain-compression testing. *Geotextiles and Geomembranes*, (31), 72–80.

9. Liu K.-W., Kerry Rowe R. (2015). Numerical study of the effects of geosynthetic reinforcement viscosity on behaviour of embankments supported by deep-mixing-method columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(6), 567–578.

10. Bikov V.V. (1971). Cifrovoe modelirovanie v statisticheskoy radiotekhnike [Digital modeling in statistical radio engineering.]. Moscow: Sovetskoe radio Publ., 328. (In Russ.)

About the author

Alexander I. Marasanov – PhD in Technical Sciences, Associate Professor, Department of Structural Mechanics, Russian University of Transport (Moscow, Russian Federation). *Research interests:* analysis of reliability, durability and stability of stochastic viscoelastic systems, experimental researches of viscoelastic materials. *Contacts:* e-mail – marasanovai@yandex.ru

For citation

Marasanov A.I. (2019). Reliability analysis of geogrid material with random nonlinear viscoelastic characteristics. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(1), 44–50. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-44-50 (In Russ.)

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

УДК 624.012.45
DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-51-61

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Основные результаты экспериментальных исследований железобетонных конструкций из высокопрочного бетона В100 круглого и кольцевого сечений при кручении с изгибом**В.И. Травуш¹, Н.И. Карпенко², Вл.И. Колчунов^{3*},
С.С. Каприелов⁴, А.И. Демьянов³, А.В. Конорев³**¹Российская академия архитектуры и строительных наук
Российская Федерация, 107031, Москва ул. Большая Дмитровка, д. 24, стр. 1²Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН
Российская Федерация, 127238, Москва, Локомотивный проезд, 21³Юго-Западный государственный университет
Российская Федерация, 305040, Курск, ул. 50 лет Октября, 94⁴Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона имени А.А. Гвоздева
Российская Федерация, 109428, Москва, ул. 2-я Институтская, д. 6, корп. 5

*vlik52@mail.ru

(поступила в редакцию: 22 ноября 2018 г.; доработана: 19 декабря 2018 г.; принята к публикации: 18 января 2019 г.)

Цель исследования – проверка экспериментальным путем предлагаемого в статье расчетного аппарата и накопление новых опытных данных о сложном сопротивлении железобетонных конструкций из высокопрочного бетона кольцевого и круглого поперечных сечений на испытательной базе Юго-Западного государственного университета.

Метод исследований – экспериментально-теоретический.

Результаты. По итогам проделанной работы построены графики прогибов и углов поворота, зависимостей деформаций бетона по показаниям розеток электротензорезисторов по отношению к расчетному сечению 1–1. Определены главные деформации удлинения и укорочения бетона; арматура была подобрана таким образом, что в стадии, предшествующей разрушению, она достигала текучести, поэтому напряжения в арматуре известны. Установлено, что для железобетонных конструкций из высокопрочного бетона круглого сечения, как правило, наблюдается развитие двух трещин, т. е. круглая форма поперечного сечения несколько снижает концентрацию, обусловленную структурой высокопрочного бетона. Для кольцевого сечения имело место несколько трещин, но особо выделяется та, по которой происходит разрушение. На ступенях, предшествующих разрушению, эта трещина начинает превалировать над остальными и имеет максимальную ширину раскрытия. На основании экспериментальных исследований железобетонных конструкций из высокопрочного бетона круглого и кольцевого сечений получены достоверные данные о сложном напряженно-деформированном состоянии в исследуемых областях сопротивления, такие как: значения обобщенной нагрузки трещинообразования $R_{sup,crc}$ и разрушения $R_{sup,u}$, ее уровень относительно предельной нагрузки; расстояние между трещинами на разных уровнях трещинообразования (до момента разрушения, как правило, образуется два-три уровня); ширина раскрытия трещин на уровне оси рабочей арматуры, на удалении 2 диаметров от осей арматуры и вдоль всего профиля трещины на различных ступенях нагружения, из которых следует, что раскрытие трещин на уровне оси арматуры в 2–3 раза меньше, по сравнению с раскрытием трещин на удалении 1,5–2 диаметров от оси рабочей (продольной и поперечной) арматуры; координаты точек (x ; y ; z) образования пространственных трещин; схемы зарисовки на планшетах образования, развития и раскрытия трещин железобетонных конструкций при кручении с изгибом. Таким образом, выполненные экспериментальные исследования и полученный результат предоставляют возможность проверки разрабатываемой расчетной модели и ее рабочих гипотез оценки сопротивления железобетонных конструкций из высокопрочного бетона при кручении с изгибом.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, высокопрочный бетон, кручение с изгибом, результаты эксперимента

© Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов Вл.И., Каприелов С.С., Демьянов А.И., Конорев А.В., 2018



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

Введение

Решение основных задач капитального строительства связано с дальнейшим развитием технического прогресса в области бетона и железобетона как наиболее распространенных материалов несущих конструкций современного строительства.

Разнообразие и уникальность архитектурных форм, как правило, вызывает сложное сопротивление железобетонных конструкций – кручение с изгибом и требует создания бетонов все более высоких классов, что влечет за собой необходимость экспериментально-теоретических исследований [1–14].

Сопротивление железобетонных конструкций на кручение с изгибом в настоящее время изучено недостаточно глубоко и практически не изучено для высокопрочных бетонов. Об этом свидетельствует и тот факт, что в СП 63.13330.2012¹ отсутствуют какие-либо рекомендации по проектированию конструкций при кручении с изгибом, а приведены только общие положения их расчета, которые не всегда согласуются с реальной работой железобетона в стадии образования, развития трещин, а также в предельной стадии их сопротивления.

Результаты исследований и их анализ

Для того чтобы проверить достоверность предлагаемого расчетного аппарата и установить закономерности сопротивления железобетонных конструкций при кручении с изгибом были проведены экспериментальные исследования по специально разработанной методике.

Фактическое образование и развитие трещин при проведении испытаний опытных железобетонных конструкций круглого и кольцевого поперечных сечений при кручении с изгибом представлены на рис. 1.

Картины развития трещин для круглых и кольцевых сечений приведены на рис. 2 и 3.

Характерной особенностью железобетонных конструкций круглого и кольцевого сечений яв-

ляется то, что происходит образование нескольких трещин, из них выделяется та, которая впоследствии и является разрушающей. Эта трещина на ступенях близких к разрушению начинает превалировать над остальными и имеет максимальную ширину раскрытия (рис. 2, 3).

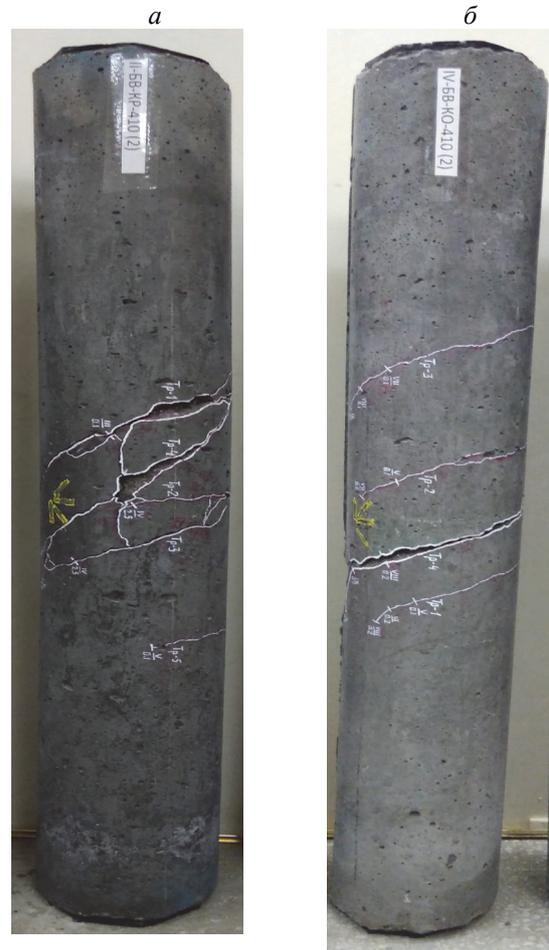


Рис. 1. Картина образования и развития трещин при проведении испытаний железобетонных конструкций на кручение с изгибом, сторона Б:
 а – II-БВ-КР-410 (2); б – IV-БВ-КО-410 (2)
[Figure 1. The picture of formation and development of cracks during testing of reinforced concrete structures for torsion with bending, side Б:
 а – II-БВ-КР-410 (2); б – IV-БВ-КО-410 (2)]

Опытные исследования каждой экспериментальной конструкции сопровождались ведением журнала испытаний. Полученные данные приведены в таблице. Графики деформаций (прогибов и углов поворота) по отношению к расчетному сечению 1–1 приведены на рис. 4.

¹ СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М.: Министерство регионального развития РФ, 2012. 156 с.

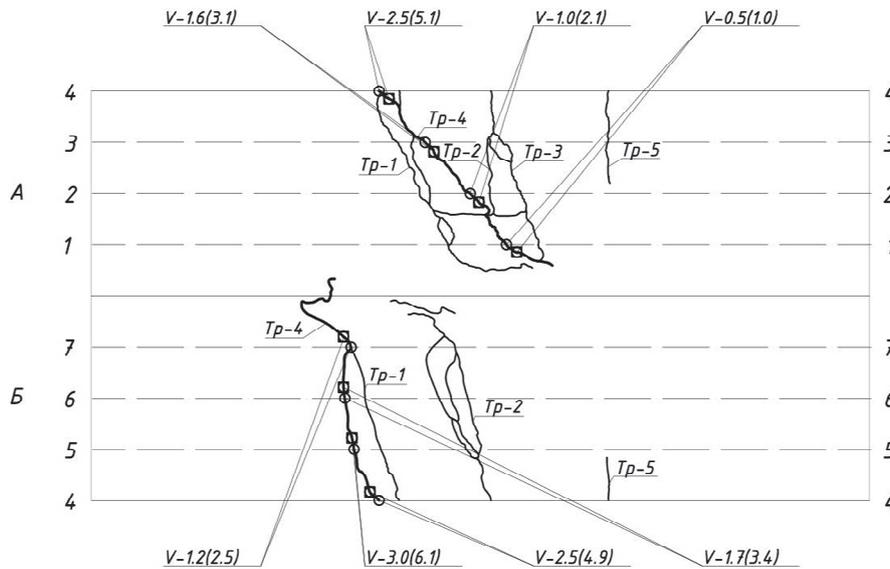


Рис. 2. Раскрытие трещин в экспериментальной железобетонной конструкции второй серии II-БВ-КР-410 (2):
 без скобок приведены значения ширины раскрытия трещин, замеренные вдоль оси рабочей арматуры,
 в скобках – то же на удалении двух диаметров от оси рабочей арматуры
[Figure 2. Crack opening in the experimental reinforced concrete structure of the second series II-БВ-КР-410 (2):
 without brackets – the values of crack opening width measured along the axis of the working rebar are given,
 in brackets – the same at a distance of two diameters from the axis of the working rebar]

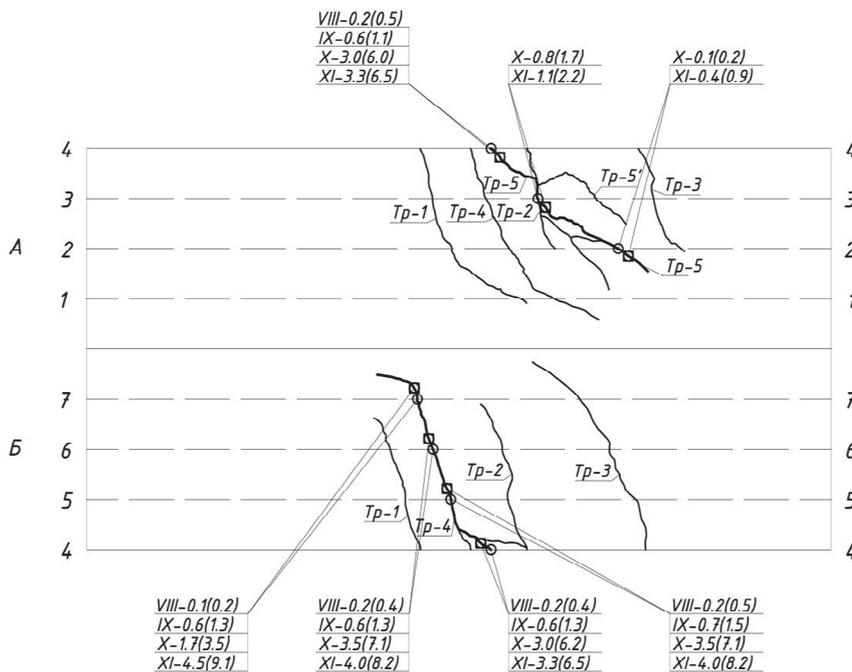


Рис. 3. Раскрытие трещин в экспериментальной железобетонной конструкции четвертой серии IV-БВ-КО-410 (2):
 без скобок приведены значения ширины раскрытия трещин, замеренные вдоль оси рабочей арматуры,
 в скобках – то же на удалении 2 диаметров от оси рабочей арматуры
[Figure 3. Crack opening in the experimental reinforced concrete structure of the second series IV-БВ-КО-410 (2)
 without brackets – the values of crack opening width measured along the axis of the working rebar are given,
 in brackets – the same at a distance of two diameters from the axis of the working rebar]

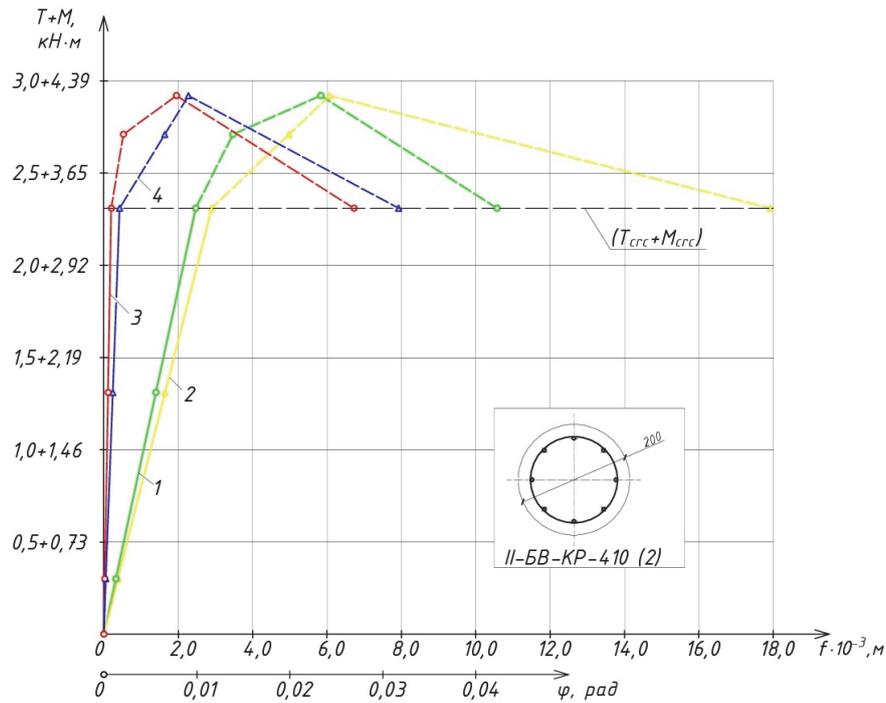


Рис. 4. Графики углов поворота и прогибов опытной железобетонной конструкции IV-БВ-КО-410 (2):
 1 – прогиб по индикатору И2; 2 – прогиб по индикатору И3; 3 – угол поворота по индикаторам И1-И2; 4 – угол поворота по индикаторам И3-И4
[Figure 4. Graphs of rotation angles and deflections of the experimental reinforced concrete structure:
 1 – deflection on the indicator И2; 2 – deflection on the indicator И3; 3 – angle of rotation on the indicators И1-И2; 4 – angle of rotation on the indicators И3-И4]

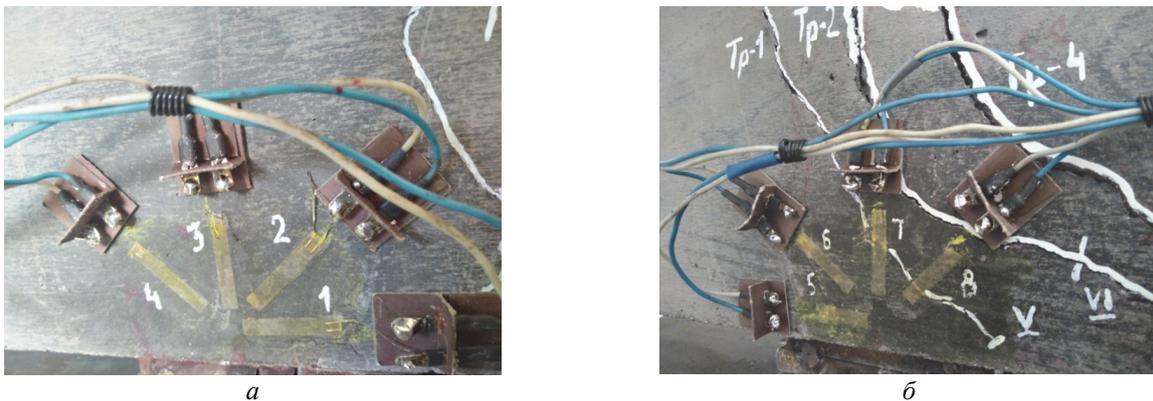


Рис. 5. Схема развития трещин по отношению к розеткам электротензорезисторов для опытной железобетонной конструкции III-БВ-КОР-410 (3) на стадии, предшествующей разрушению: а – сторона А; б – сторона Б
[Figure 5. Scheme of cracks' development in relation to electrical resistor sockets for experimental reinforced concrete structure III-BB-KOP-410 (3) at the stage preceding destruction: а – side A; б – side B]

Таким образом, выполнены экспериментальные исследования железобетонных конструкций из высокопрочного бетона при кручении с изгибом с целью проверки предлагаемого метода расчета и выявления закономерностей и параметров сопротивления железобетонных конструкций при кручении с изгибом, таких как координаты образования пространственных трещин, обобщенная нагрузка трещинообразования $R_{sup,crs}$, ширина раскрытия трещин на уровне оси продольной и поперечной растянутой арматуры вдоль всего профиля трещин; изме-

нения расстояния между трещинами l_{crs} и длины трещин h_{crs} по мере увеличения деформационной нагрузки; деформаций сжатого бетона (см. таблицу) при сложном напряженно-деформированном состоянии и др. Для анализа в работе представлены графики деформаций, полученные по показаниям электротензометрических розеток (рис. 5–7).

В результате проведенных опытов по установленным розеткам электротензорезисторов также были построены графики «нагрузка – относительная деформация». Для опытных железобетонных конструкций II-БВ-КР-410 (2) и IV-БВ-КО-410 (2)

такие графики приведены на рис. 6 и 7 соответственно.

Розетки электротензорезисторов обрабатывались в соответствии с формулой для определения главных деформаций удлинения (укорочения) бетона.

7 этап:

$$\varepsilon_1 = \frac{(-115) + (-27)}{2} + \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{((-115) - (-114))^2 + ((-114) - (-27))^2} = -10; \quad (1)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{(-115) + (-27)}{2} - \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{((-115) - (-114))^2 + ((-114) - (-27))^2} = -132; \quad (2)$$

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2(-114) - ((-115) + (-27))}{(-115) - (-27)} = 0,97; \quad (\varphi = 27^\circ). \quad (3)$$

6 этап:

$$\varepsilon_1 = \frac{(-90) + (-25)}{2} + \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{((-90) - (-100))^2 + ((-100) - (-25))^2} = -4; \quad (4)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{(-90) + (-25)}{2} - \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{((-90) - (-100))^2 + ((-100) - (-25))^2} = -110,9; \quad (5)$$

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2(-100) - ((-90) + (-25))}{(-90) - (-25)} = 1,3; \quad (\varphi = 33^\circ). \quad (6)$$

Для обработки показаний электротензорезисторов использовались формулы определения главных деформаций удлинения (укорочения) бетона.

Применительно к П-БВ-КР-410 (3), сторона Б, (рис. 6) получим:

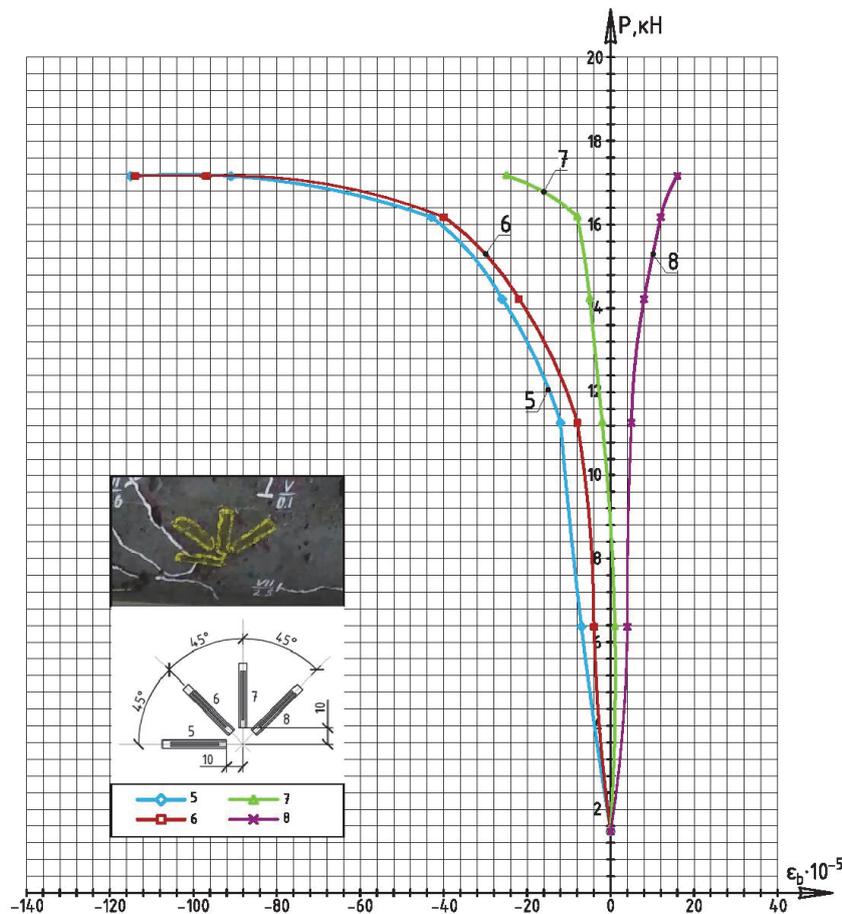


Рис. 6. Графики зависимости деформаций бетона от нагрузки для железобетонной конструкции П-БВ-КР-410 (3)
[Figure 6. The dependence of deformation of concrete load for reinforced concrete structure П-БВ-КР-410 (3)]

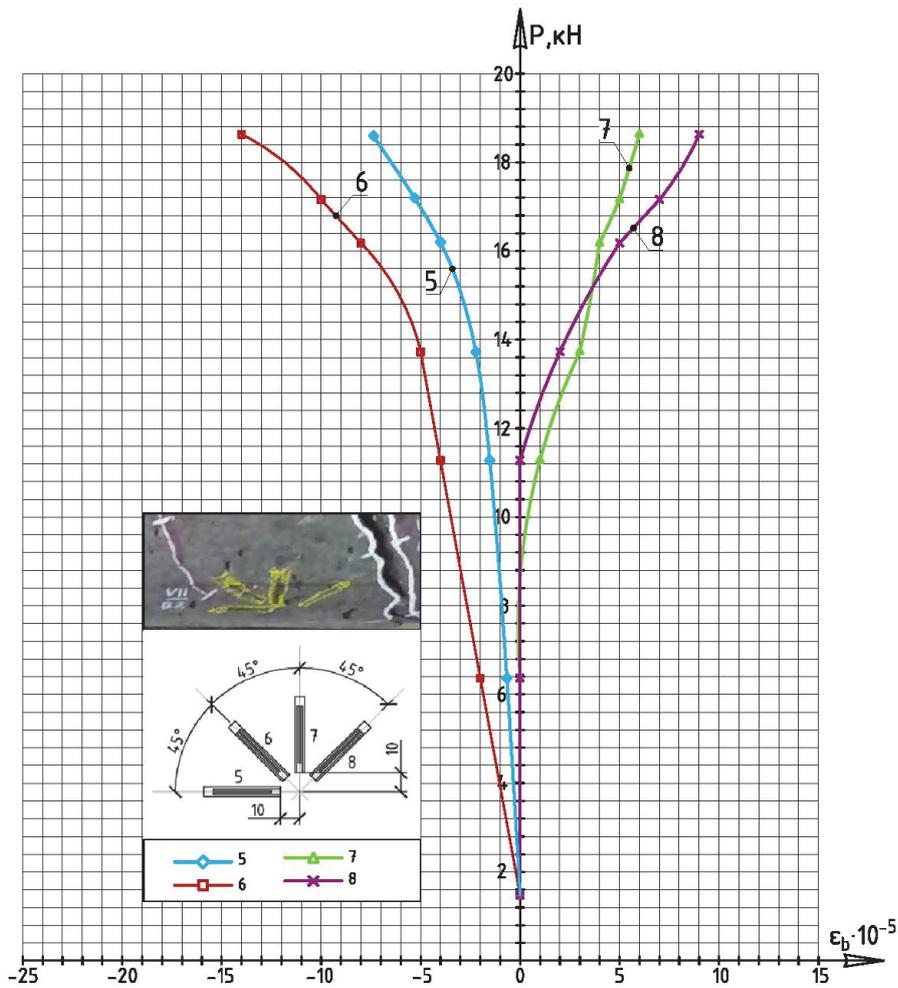


Рис. 7. Графики зависимости деформаций бетона от нагрузки для железобетонной конструкции
 [Figure 7. The dependence of deformation of concrete load for reinforced concrete structure IV-БВ-КО-410 (2)]

Применительно к IV-БВ-КО-410 (2), сторона Б, (рис. 7) получим:

7 этап:

$$\varepsilon_1 = \frac{(-7) + (-15)}{2} + \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{((-7) - (-15))^2 + ((-15) - (-5,5))^2} = 4,5; \quad (7)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{(-7) + (-15)}{2} - \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{((-7) - (-15))^2 + ((-15) - (-5,5))^2} = -26,5; \quad (8)$$

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2(-5,5) - ((-7) + (-15))}{(-7) - (-15)} = 0,86; \quad (\varphi = 24^\circ). \quad (9)$$

6 этап:

$$\varepsilon_1 = \frac{(-6) + (-5)}{2} + \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{((-6) - (-10))^2 + ((-10) - (-5))^2} = 15; \quad (10)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{(-6) + (-5)}{2} - \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{((-6) - (-10))^2 + ((-10) - (-5))^2} = -16; \quad (11)$$

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2(-10) - ((-6) + (-5))}{(-6) + (-5)} = 1,9; \quad (\varphi = 44^\circ). \quad (12)$$

Таким образом, проведенные экспериментальные исследования железобетонных конструкций из высокопрочного бетона при кручении с изгибом позволили проверить разработанную расчетную модель, ее рабочие предпосылки и выявить закономерности и параметры сопротивления железобетонных конструкций, такие как координаты образования пространственных трещин; обобщенная нагрузка трещинообразования $R_{sup,crc}$ и разрушения $R_{sup,u}$; ширина раскрытия трещин на уровне осей продольной и поперечной растянутой арматуры на удалении двух диаметров от осей арматуры и вдоль всего профиля трещины; изменения расстояния между трещинами l_{crc} и длины трещин h_{crc} по мере увеличения нагрузки;

фибровые главные деформации сжатого бетона при сложном напряженно-деформированном состоянии (см. таблицу).

Также были определены фактическая высота сжатой зоны x_{fact} и высота сжатого бетона над наклонной трещиной x_b в рабочем сечении 1–1 (проходящем через конец пространственной трещины); прогибы и углы поворота; значение проекций пространственных трещин на горизонталь.

В итоге данные, полученные в результате экспериментов, предоставляют возможность проверить достоверность расчетного аппарата сложного сопротивления железобетонных конструкций из высокопрочного бетона при совместном действии кручения с изгибом.

Таблица

Экспериментальные параметры сопротивления железобетонных конструкций серий II и IV при кручении с изгибом
[Table. Experimental parameters of resistance of reinforced concrete structures of series II and IV at torsion with bending]

Серия [Series]	Шифр конструкции [Cipher design]	$R_{sup,crc}$, кН [$R_{sup,crc}$, kN]	$R_{sup,max}$, кН [$R_{sup,max}$, kN]	P_{max} , кН [P_{max} , kN]	Степень нагрузки, P/P_{max} [Loading stage, P/P_{max}]	Пространственная трещина, по которой произошло разрушение [Spatial crack, which was the destruction]			Фактиче- ская высо- та сжатой зоны, x_{fact} , мм [Actual height of the com- pressed zone, x_{fact} , mm]	Координаты образования пространствен- ной трещины [Coordinates of the spatial formation of cracks]	
						$a_{crc,1}$, мм [$a_{crc,1}$ mm]	$a_{crc,2}$, мм [$a_{crc,2}$ mm]	$l_{crc,max}$, мм [$l_{crc,max}$, mm]		x_{exp} , мм	y_{exp} , мм
II	БВ-КР-410 (2) Сторона А [Side A]	6,62	7,11	14,22	0,79	2,5	1,0	385	0	111,1	-35,4
	БВ-КР-410 (2) Сторона Б [Side B]				0,79	2,5	1,7		0	-274,4	-47,3
IV	БВ-КО-410 (2) Сторона А [Side A]	7,61	9,57	19,13	0,85	0,2	0,1	436	–	264,4	-1,6
					0,90	0,6	0,3		–		
					0,95	3,0	0,6		75		
					1,00	3,3	1,4		50		
	БВ-КО-410 (2) Сторона Б [Side B]				0,85	0,2	0,2		60	-53,5	-11,6
					0,90	0,6	0,6		10		
					0,95	3,0	3,5		10		
					1,00	3,3	4,0		0		

Примечание: $a_{crc,1}$ – ширина раскрытия трещины на уровне оси растянутой рабочей арматуры, мм; $a_{crc,2}$ – ширина раскрытия трещины на уровне середины высоты сечения, мм; $l_{crc,max}$ – длина проекции пространственной трещины, мм; x_{exp} – расстояние по горизонтали от опорной реакции, мм; y_{exp} – расстояние по вертикали от геометрической оси, мм

Для II-БВ-КР-410 (2). Образование трещины Тр-4, переходящей в трещину Тр-3 на грани А и пересекающей трещину Тр-1 на верхней грани. Также образовалась нитевидная трещина Тр-5. Произошло дальнейшее увеличение ширины рас-

крытия и рост по высоте сечения трещин Тр-1, Тр-3, Тр-4. На грани Б от трещины Тр-3 ответвляется трещина Тр-2. Максимальная нагрузка составила 1700 кгс, затем после выдержки нагрузка на прессе упала до 1 000 кгс.

Для IV-БВ-КО-410 (2). Дальнейшее увеличение ширины раскрытия трещин Тр-1 – Тр-4 и их развитие по высоте сечения. Трещина Тр-5 развилась по высоте и образовалась трещина Тр-5', выходящая из Тр-2 параллельно Тр-5. Выкол бетона сжатой зоны вблизи трещины Тр-4. Произошло смещение блоков балки относительно друг друга на 5 мм (сработал нагельный эффект). Максимальная нагрузка составила 2 000 кгс, затем нагрузка на прессе составила 1 500 кгс.

Выводы

1. На основании экспериментальных исследований железобетонных конструкций из высокопрочного бетона круглого и кольцевого сечений получены достоверные данные о сложном напряженно-деформированном состоянии в исследуемых областях сложного сопротивления при действии изгибающего и крутящего моментов, такие как: значения обобщенной нагрузки трещинообразования $R_{sup,cr}$ и разрушения $R_{sup,u}$, ее уровень относительно предельной нагрузки; расстояние между трещинами на разных уровнях трещинообразования (до момента разрушения, как правило, образуется два-три уровня); ширина раскрытия трещин на уровне оси рабочей арматуры на удалении двух диаметров от осей арматуры и вдоль всего профиля трещины на различных ступенях нагружения, из которых следует, что раскрытие трещин на уровне оси арматуры в 2–3 раза меньше, по сравнению с раскрытием трещин на удалении 1,5–2 диаметров от оси рабочей (продольной и поперечной) арматуры; координаты точек (x ; y ; z) образования пространственных трещин; схемы зарисовки на планшетах образования и развития трещин железобетонных конструкций при кручении с изгибом.

2. В результате проведенных опытных исследований построены графики деформаций (прогибов и углов поворота) по отношению к расчетному сечению 1–1.

3. Построены графики зависимости деформаций бетона по показаниям розетки электротензорезисторов, и по формуле розеток определены главные деформации удлинения и укорочения бетона в зоне, расположенной в окрестности расчетного сечения 1–1; арматура была подобрана таким образом, что в стадии, предшествующей

разрушению, она достигала текучести, поэтому напряжения в арматуре известны. В ряде случаев показания электротензорезисторов продублированы механическими и цифровыми приборами с ценой деления 0,001 мм.

4. Выполнен анализ образования и развития трещин с использованием журнала испытаний железобетонных конструкций из высокопрочного бетона при кручении с изгибом.

5. Установлено, что для железобетонных конструкций из высокопрочного бетона круглого сечения, как правило, наблюдается развитие двух трещин, т. е. круглая форма поперечного сечения несколько снижает концентрацию, обусловленную структурой высокопрочного бетона.

Для железобетонных конструкций из высокопрочного бетона кольцевого сечений имело место несколько трещин, из них выделяется та, по которой происходит разрушение. На ступенях, предшествующих разрушению, эта трещина начинает превалировать над остальными и имеет максимальную ширину раскрытия.

Таким образом, выполненные исследования и полученный результат предоставляют возможность проверки разрабатываемой расчетной модели оценки сопротивления железобетонных конструкций из высокопрочного бетона при действии кручения с изгибом.

Список литературы

1. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М.: АСВ, 2004. 472 с.
2. Верюжский Ю.В., Колчунов В.И. Методы механики железобетона. Киев: НАУ, 2005. 653 с.
3. Гольшев А.Б., Колчунов В.И. Сопротивление железобетона. Киев: Основа, 2009. 432 с.
4. Гольшев А.Б., Колчунов В.И., Яковенко И.А. Сопротивление железобетонных конструкций, зданий и сооружений, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях. Киев: Талком, 2015. 371 с.
5. Генцев Г.А., Колчунов В.И., Ключева Н.В. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях. М.: АСВ, 2004. 216 с.
6. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.
7. Травуш В.И., Конин Д.В., Крылов А.С., Каприелов С.С., Чилин И.А. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на из-

гиб // Строительство и реконструкция. 2017. № 4 (72). С. 63–72.

8. Демьянов А.И., Колчунов В.И., Сальников А.С., Михайлов М.М. Расчетные модели статико-динамического деформирования железобетонной конструкции при кручении с изгибом в момент образования пространственной трещины // Строительство и реконструкция. 2017. № 3 (71). С. 13–22.

9. Колчунов В.И., Яковенко И.А. Расчетная модель статико-динамического деформирования железобетонные изгибаемых конструкций в момент разрушения бетонной растянутой матрицы // Вісник Кременчуцького національного університету імені Михайла Остроградського. 2016. Вип. 3 (98). Ч. 1. С. 56–62.

10. Salnikov A.S., Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. The computational model of spatial formation of cracks in reinforced concrete constructions in torsion with bending // Applied Mechanics and Materials. 2015. Vols. 725–726. Pp. 784–789.

11. Колчунов В.И., Сальников А.С. Экспериментальные исследования трещинообразования железобетонных конструкций при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2016. № 3 (65). С. 24–32.

12. Mullapudi T., Ayoub A. Analysis of reinforced concrete columns subjected to combined axial, flexure, shear, and torsional loads // Journal of Structural Engineering. Vol. 139. No. 4. Pp. 561–573.

13. Bernardo L.F.A., Teixeira M.M. Modified softened truss-model for prestressed concrete beams under torsion // Journal of Building Engineering. 2018. Vol. 19. Pp. 49–61.

14. Hyunjin J., Kang S.K., Deuck H.L., Jin-Ha H., Seung-Ho C., Young-Hun, O. Torsional responses of steel fiber-reinforced concrete members // Composite Structures. 2015. Vol. 129. Pp. 143–156.

Об авторах

Травуш Владимир Ильич – доктор технических наук, профессор, вице-президент, Российская академия архитектуры и строительных наук (Москва, Российская Федерация). eLIBRARY SPIN-код: 6462-2331. Author ID: 562536. *Область научных интересов:* строительные конструкции и разработка методов их расчета и проектирования. *Контактная информация:* e-mail – travush@mail.ru

Карпенко Николай Иванович – доктор технических наук, профессор, заведующий лабораторией, Научно-исследовательский институт строительной физики, Российская академия архитектуры и строительных наук

(Москва, Российская Федерация). eLIBRARY SPIN-код: 3027-2197. Author ID: 12070. *Область научных интересов:* железобетон, методы его расчета, разработка механики железобетона. *Контактная информация:* e-mail – niisf_lab9@mail.ru

Колчунов Владимир Иванович – доктор технических наук, профессор, Юго-Западный государственный университет (Курск, Российская Федерация). eLIBRARY SPIN-код: 3990-0345. AuthorID: 527187. *Область научных интересов:* железобетон, методы его расчета, разработка механики железобетона, механика разрушения, строительная механика. *Контактная информация:* e-mail – vlik52@mail.ru

Каприелов Семен Суменович – доктор технических наук, заведующий лабораторией, Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона имени А.А. Гвоздева (Москва, Российская Федерация). Author ID: 601541. *Область научных интересов:* железобетон, технология изготовления железобетонных конструкций, разработка новых высокопрочных бетонов. *Контактная информация:* e-mail – kaprielov@mail.ru

Демьянов Алексей Иванович – кандидат технических наук, доцент, Юго-Западный государственный университет (Курск, Российская Федерация). eLIBRARY SPIN-код: 1447-1505. Author ID: 310035. *Область научных интересов:* железобетон, методы его расчета, разработка расчетных моделей сложного сопротивления железобетонных конструкций при кручении с изгибом. *Контактная информация:* e-mail – sprecscompany@gmail.ru

Конорев Алексей Владимирович – аспирант, Юго-Западный государственный университет (Курск, Российская Федерация). eLIBRARY SPIN-код: 2089-9130. Author ID: 901780. *Область научных интересов:* железобетон, разработка расчетных моделей сложного сопротивления железобетонных конструкций при кручении с изгибом. *Контактная информация:* e-mail – alexeykonorev@mail.ru

Для цитирования

Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов В.И., Каприелов С.С., Демьянов А.И., Конорев А.В. Основные результаты экспериментальных исследований железобетонных конструкций из высокопрочного бетона В100 круглого и кольцевого сечений при кручении с изгибом // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 1. С. 51–61. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-51-61

Main results of experimental studies of reinforced concrete structures of high-strength concrete B100 round and circular cross sections in torsion with bending

Vladimir I. Travush¹, Nikolay I. Karpenko², Vladimir I. Kolchunov^{3*},
Semen S. Kaprielov⁴, Alexey I. Dem'yanov³, Alexey V. Konorev³

¹Russian Academy of Architecture and Construction Sciences
24 Bolshaya Dmitrovka Str., bldg. 1, Moscow, 107031, Russian Federation

²Scientific Research Institute of Construction Physics of
the Russian Academy of Architecture and Construction Sciences
21 Lokomotivnyy Proezd, Moscow, 127238, Russian Federation

³South-West State University
94 50 let Oktyabrya St., Kursk, 305040, Russian Federation

⁴Research and Development, Design and Technological Institute of
Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev
6 2-ya Institutskaya St., bldg. 5, Moscow, 109428, Russian Federation

*vlik52@mail.ru

(received: November 22, 2018; revised: December 19, 2018; accepted: January 18, 2019)

Abstract. *Aim of the research* to verify the proposed calculating apparatus and accumulate new experimental data on the complex resistance of reinforced concrete structures, experimental studies of such structures made of high-strength concrete of circular and circular cross-section were conducted at the testing base of the South-West State University.

Method is experimental-theoretical.

Results of experimental research the plots of the deflections and rotation angles, the dependency of deformations of concrete according to the testimony of the outlets of electrodesorption with respect to the calculated cross section 1–1. The main deformations of elongation and shortening of concrete were determined; the reinforcement was selected in such a way that in the stage preceding the destruction, it reached fluidity, so the stresses in the reinforcement are known.

It is established that for reinforced concrete structures made of high-strength concrete of circular cross-section, as a rule, there is the development of two cracks, i.e. the round shape of the cross-section slightly reduces the concentration due to the structure of high-strength concrete. For the annular section there were several cracks, of which stands out the one on which the destruction occurs. On the steps preceding the destruction, this crack begins to prevail over the rest and has a maximum opening width.

On the basis of experimental studies of reinforced concrete structures made of high-strength concrete of square and box sections, reliable data on the complex stress-strain state in the studied areas of resistance, such as: the values of the generalized load of cracking $R_{sup,crc}$ and destruction $R_{sup,u}$, its level relative to the limit load; the distance between the cracks at different levels of cracking (up to the moment of destruction, as a rule, two or three levels are formed); crack widths at the level of the axis of the working armature, at a distance of two diameters from the axes of the armature and along the entire crack profile at various stages of loading, from which it follows that the crack opening at the level of the axis of reinforcement in 2–3 times less compared with the crack opening on the removal of 1.5–2 diameters of the working axis (longitudinal and transverse) reinforcement; the coordinates of the spatial formation of cracks; schematic drawings on tablets of education, development and opening of cracks of reinforced concrete constructions in torsion with bending.

Thus, the experimental studies and the result provide an opportunity to test the developed computational model and its working hypotheses for assessing the resistance of reinforced concrete structures made of high-strength concrete in torsion with bending.

Keywords: reinforced concrete structures, high-strength concrete, torsion with bending, experimental results

References

1. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. (2004). *Raschetnye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona [Computational model of a power resistance of reinforced concrete]*. Moscow: ASV Publ., 472. (In Russ.)

2. Veryuzhskij Yu.V., Kolchunov V.I. (2005). *Metody mekhaniki zhelezobetona [Methods of reinforced concrete mechanics]*. Kiev: NAU Publ., 653. (In Russ.)

3. Golyshev A.B., Kolchunov V.I. (2009). *Soprotivlenie zhelezobetona [Resistance of reinforced concrete]*. Kiev: Osnova Publ., 432. (In Russ.)

4. Golyshev A.B., Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. (2015). *Soprotivlenie zhelezobetonnykh konstruksij, zdaniy i sooruzhenij, vozvodimyykh v slozhnykh inzhenerno-geologicheskikh usloviyakh* [Resistance of reinforced concrete structures, buildings and structures erected in complex engineering-geological conditions]. Kiev: Talkom Publ., 371. (In Russ.)

5. Geniev G.A., Kolchunov V.I., Klyueva N.V. (2004). *Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnykh konstruksij pri zaproektnykh vozdeystviyakh* [Strength and deformability of reinforced concrete structures under beyond design impacts]. Moscow: ASV Publ., 216. (In Russ.)

6. Karpenko N.I. (1996). *Obshhie modeli mekhaniki zhelezobetona* [General models of reinforced concrete mechanics]. Moscow: Stroizdat Publ., 416. (In Russ.)

7. Travush V.I., Konin D.V., Krylov A.S., Kapriellov S.S., Chilin I.A. (2017). Experimental studies of steel-reinforced concrete structures working on bending. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya* [Engineering and reconstruction], 4(72), 63–72. (In Russ.)

8. Dem'yanov A.I., Kolchunov V.I., Sal'nikov A.S., Mikhajlov M.M. (2017). Computational model static and dynamic deformation of reinforced concrete constructions in torsion with bending at the time of formation of the spatial crack. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya* [Engineering and reconstruction], 3(71), 13–22. (In Russ.)

9. Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. (2016). Calculation model of static-dynamic deformation of reinforced concrete bending structures at the time of destruction of the concrete stretched matrix. *Visnik Kremenchuts'kogo natsional'nogo universitetu imeni Mikhajla Ostrogradskogo* [Bulletin of the Kremenchug national University named after Mikhail Ostrogradsky], 3(98), 56–62. (In Russ.)

10. Salnikov A.S., Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. (2015). The computational model of spatial formation of cracks in reinforced concrete constructions in torsion with bending. *Applied Mechanics and Materials*, 725–726, 784–789.

11. Kolchunov V.I., Salnikov A.S. (2016). Experimental study of the cracking of reinforced concrete constructions in torsion with bending. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya* [Engineering and reconstruction], 3(65), 24–32. (In Russ.)

12. Mullapudi T., Ayoub A. (2013). Analysis of reinforced concrete columns subjected to combined axial, flexure, shear, and torsional loads. *Journal of Structural Engineering*, 139(4), 561–573.

13. Bernardo L.F.A. & Teixeira M.M. (2018). Modified softened truss-model for prestressed concrete beams under torsion. *Journal of Building Engineering*, (19), 49–61.

14. Hyunjin J., Kang S.K., Deuck H.L., Jin-Ha H., Seung-Ho C., Young-Hun O. (2015). Torsional responses of steel fiber-reinforced concrete members. *Composite Structures*, (129), 143–156.

About the authors

Vladimir I. Travush – D.Sc. in Technical Sciences, Professor, Vice President, Russian Academy of Architecture and Construction Sciences (Moscow, Russian Federation). eLIBRARY SPIN-code: 6462-2331. Author ID: 562536. *Research interests*: building structures and the development of methods for their analysis and design. *Contacts*: e-mail – travush@mail.ru

Nikolay I. Karpenko – D.Sc. in Technical Sciences, Professor, Head of Laboratory, Research Institute of Building Physics of the Russian Academy of Architecture and Building Sciences (Moscow, Russian Federation). eLIBRARY SPIN-code: 3027-2197. Author ID: 12070. *Research interests*: reinforced concrete, its analysis methods, development of reinforced concrete mechanics. *Contacts*: e-mail – niisf_lab9@mail.ru

Vladimir I. Kolchunov – D.Sc. in Technical Sciences, Professor, South-West State University (Kursk, Russian Federation). eLIBRARY SPIN-code: 3990-0345. Author ID: 527187. *Research interests*: reinforced concrete, its analysis methods, development of reinforced concrete mechanics, fracture mechanics, structural mechanics. *Contacts*: e-mail – vlik52@mail.ru

Semen S. Kapriellov – D.Sc. in Technical Sciences, Head of Laboratory, Research and Development, Design and Technological Institute of Concrete and Reinforced Concrete named after A.A. Gvozdev (Moscow, Russian Federation). Author ID: 601541. *Research interests*: reinforced concrete, manufacturing technology of reinforced concrete structures, development of new high-strength concrete. *Contacts*: e-mail – kapriellov@mail.ru

Alexey I. Dem'yanov – D.Sc. in Technical Sciences, Professor, South-West State University (Kursk, Russian Federation). eLIBRARY SPIN-code: 1447-1505. Author ID: 310035. *Research interests*: reinforced concrete, methods of its analysis, development of design models of complex resistance of reinforced concrete structures under torsion with bending. *Contacts*: e-mail – speccompany@gmail.ru

Alexey V. Konorev – D.Sc. in Technical Sciences, Professor, South-West State University (Kursk, Russian Federation). eLIBRARY SPIN-code: 2089-9130. Author ID: 901780. *Research interests*: reinforced concrete, methods of its analysis, development of design models of complex resistance of reinforced concrete structures under torsion with bending. *Contacts*: e-mail – alexeykonorev@mail.ru

For citation

Travush V.I., Karpenko N.I., Kolchunov V.I., Kapriellov S.S., Dem'yanov A.I., Konorev A.V. (2019). Main results of experimental studies of reinforced concrete structures of high-strength concrete B100 round and circular cross sections in torsion with bending. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(1), 51–61. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-51-61 (In Russ.)

ЧИСЛЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ

УДК 004.942, 004.021
DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-62-68

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Моделирование неполной алгебраической проблемы собственных значений и векторов методом частотно-динамической конденсации на основе МКЭ в форме классического смешанного метода

А.В. Игнатьев*, А.В. Чумаков, В.В. Гилка

Волгоградский государственный технический университет
Российская Федерация, 400005, Волгоград, пр-т имени В.И. Ленина, 28

*alignat@gmail.com

(поступила в редакцию: 22 ноября 2018 г.; доработана: 29 декабря 2018 г.; принята к публикации: 17 января 2019 г.)

Актуальность. Динамический анализ сложных конструкций при помощи численных методов приводит к решению алгебраической проблемы собственных значений и соответствующих им собственных векторов высоких порядков. Решение этой задачи для матриц высоких порядков выполняется с использованием редуцированных методов. Одним из наиболее эффективных является метод последовательной частотно-динамической конденсации, позволяющий частичный учет динамических свойств конструкции во второстепенных степенях свободы. Это позволяет получить более точные результаты по сравнению со статической конденсацией. Частотно-динамическая конденсация традиционно используется для редуцирования частотных уравнений, полученных на основе метода конечных элементов в форме метода перемещений или метода сил.

Методы. Авторами разработан алгоритм метода частотно-динамической конденсации для частотного уравнения, полученного на основе метода конечных элементов (МКЭ) в форме классического смешанного метода, позволяющий получить не только спектр низших частот колебаний, но и соответствующие им формы колебаний и напряженно-деформированное состояние конструкции.

Результаты. В статье приведены описание алгоритма и его практическая реализация в задаче динамического расчета прямоугольной пластины. Представлены результаты численного расчета задачи. Дана оценка точности метода, и приведены рекомендации по его использованию.

Ключевые слова: метод конечных элементов в форме классического смешанного метода, алгебраическая проблема собственных значений и собственных векторов, частотно-динамическая конденсация

Введение

Динамический анализ сложных конструкций с помощью различных численных методов строительной механики приводит к решению алгебраической проблемы собственных значений (СЗ) и соответствующих им собственных векторов (СВ) достаточно высокого порядка. Решение этой задачи для плотных матриц небольшого размера не представляет сложности, но для матриц высоких

порядков она оказывается далеко не тривиальной, и выбор эффективного метода ее решения совсем не прост.

Во втором случае используются методы, основанные на использовании физических моделей редуцирования: метод суперэлементов (подконструкций) [1–4], интерполяционные методы (метод разреженных сеток, сплайн-методы) [5–6], метод покомпонентного синтеза форм (модального синтеза) [7–20] и их математическое моделирование на последовательности сгущающихся конечно-элементных сеток или узлов конденсации.

Одним из наиболее эффективных, применяемых для решения неполной проблемы СЗ и СВ

© Игнатьев А.В., Чумаков А.В., Гилка В.В., 2018



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

высокого порядка является метод последовательной частотно-динамической конденсации (ЧДК), изложенный в [21–25 и др.] и получивший развитие и применение в ряде публикаций. Он принадлежит к большой группе редуцированных методов и основан на выделении в конструкции главных (оставляемых) и второстепенных (исключаемых) степеней свободы с последующим исключением последних. В отличие от метода статической конденсации [26], в котором полностью пренебрегают динамическими свойствами второстепенных степеней свободы, при ЧДК выполняется частичный учет динамических свойств конструкции во второстепенных степенях свободы. Это позволяет получить более точные результаты по сравнению со статической конденсацией.

Во всех упомянутых выше работах частотно-динамическая конденсация используется для редуцирования частотных уравнений, полученных на основе метода конечных элементов (МКЭ) в форме метода перемещений или метода сил.

Далее представлен алгоритм ЧДК для частотного уравнения, полученного на основе МКЭ в форме классического смешанного метода (КСМ МКЭ) [27], позволяющий получить не только спектр низших частот колебаний, но и соответствующие им формы колебаний, а также напряженно-деформированное состояние конструкции.

Предварительная статическая конденсация

Учитывая, что согласованная матрица масс не имеет преимуществ по сравнению с несогласованной матрицей масс в отношении точности результатов расчета [28], частотное уравнение КСФ МКЭ может быть записано в виде

$$[D_{\text{ст}} - \mathbf{m}_{\text{дин}}] \{\bar{q}\} = 0, \quad (1)$$

где $[D_{\text{ст}}] = \begin{bmatrix} r_{k,k} & \tilde{r}_{k,f} \\ \tilde{\delta}_{f,k} & \delta_{f,f} \end{bmatrix}$ – статическая матрица

откликов; $[\mathbf{m}_{\text{дин}}] = \begin{bmatrix} \mathbf{m}_k & 0 \\ 0 & \mathbf{m}_f \end{bmatrix}$ – диагональная

матрица масс; $\{\bar{q}\} = \begin{Bmatrix} q_k \\ \tilde{q}_f \end{Bmatrix}$ – вектор основных

неизвестных (кинематических и силовых); $k = 1, 2, \dots, n$; $f = n + 1, n + 2, \dots, n + m$.

Представим уравнение (1) в виде системы матричных уравнений

$$\begin{cases} (r_{k,k} - \lambda \mathbf{m}_k) q_k + \tilde{r}_{k,f} \tilde{q}_f = 0, \\ \tilde{\delta}_{f,k} q_k + (\delta_{f,f} - \lambda \mathbf{m}_f) \tilde{q}_f = 0. \end{cases} \quad (2)$$

Как показано в некоторых исследованиях [29], влияние объемных масс, полученных сведением к ним распределенных по площади масс конечных элементов, незначительно. Поэтому им можно пренебречь, то есть задать $\mathbf{m}_f = 0$. Тогда второе уравнение в (2) принимает вид

$$\tilde{\delta}_{f,k} q_k + \delta_{f,f} \tilde{q}_f = 0. \quad (3)$$

Из него следует

$$\tilde{q}_f = -\delta_{f,f}^{-1} \tilde{\delta}_{f,k} q_k. \quad (4)$$

Подставив (4) в первое уравнение в (2), получим частотное уравнение вида

$$[D_{\text{ст}(k)} - \lambda \mathbf{m}_k] \{q_k\} = 0, \quad (5)$$

где $D_{\text{ст}(k)} = (r_{k,k} - \tilde{r}_{k,f} \delta_{f,f}^{-1} \tilde{\delta}_{f,k})$ – преобразованная с помощью статической конденсации матрица откликов $D_{\text{ст}}$ из (1).

Последовательная частотно-динамическая конденсация

Выделим теперь из n узлов конечно-элементной сетки с расположенными в них точечными массами \mathbf{m}_k N узлов конденсации, в которые должны быть приведены эти массы.

Тогда уравнение (5) можно представить в виде

$$\begin{cases} (r_{b,b} - \lambda \mathbf{m}_b) q_b + r_{b,s} q_s = 0, \\ r_{s,b} q_b + (r_{s,s} - \lambda \mathbf{m}_s) q_s = 0, \end{cases} \quad (6)$$

где $b = 1, 2, \dots, N$ – основные степени свободы, $s = N + 1, N + 2, \dots, n$ – второстепенные степени свободы.

Выполнив вновь статическую конденсацию к основным степеням свободы, получим новое редуцированное частотное уравнение:

$$[D_{\text{ст}(b)} - \lambda \mathbf{m}_b] \{q_b\} = 0, \quad (7)$$

где $D_{\text{ст}(b)} = (r_{b,b} - r_{b,s} r_{s,s}^{-1} r_{s,b})$.

Разделим все массы, не находящиеся в узлах конденсации, называемых второстепенными, на отдельные группы, включающие M_i степеней сво-

боды, по степени их близости к узлам конденсации.

Для каждой из этой групп составляется парциальная система вида

$$\begin{cases} (r_{\bar{b},\bar{b}} - \lambda m_{\bar{b}}) q_{\bar{b}} + r_{\bar{b},\bar{s}} q_{\bar{s}} = 0, \\ r_{\bar{s},\bar{b}} q_{\bar{b}} + (r_{\bar{s},\bar{s}} - \lambda m_{\bar{s}}) q_{\bar{s}} = 0, \end{cases} \quad (8)$$

где $\bar{b} = 1, 2, \dots, N, N+1, N+2, \dots, N+M_i$,
 $s = N+M_i+1, N+M_i+2, \dots, n$.

Для каждой парциальной системы выполним статическую конденсацию и получим расширенное редуцированное частотное уравнение:

$$[D_{\text{ст}(\bar{b})} - \lambda m_{\bar{b}}] \{q_{\bar{b}}\} = 0, \quad (9)$$

где $D_{\text{ст}(\bar{b})} = (r_{\bar{b},\bar{b}} - r_{\bar{b},\bar{s}} r_{\bar{s},\bar{s}}^{-1} r_{\bar{s},\bar{b}})$.

Решив это уравнение, определим для этой парциальной системы соответствующие СЗ и СВ.

Возвращаясь снова к частотному уравнению (7), найдем такую матрицу масс m_b , при которой все N собственных значений и собственных векторов этого уравнения совпадали бы с N низших собственных частот и форм колебаний, установленных для уравнения (9).

Для этого, исходя из физического смысла задачи, заменим матрицу m_b в (7) матрицей

$$\bar{m}_b = m_b + \Delta m_b^{(i)}, \quad (10)$$

где $\Delta m_b^{(i)}$ – конденсационные добавки к имеющимся в узлах b массам от i -ой группы второстепенных масс, обеспечивающие равенство N собственных частот и форм колебаний уравнений (7) и (9).

Подставив в (7) вместо m_b матрицу \bar{m}_b и найденные для (9) N собственных значений $\lambda_k^{(i)}$, ($k = 1, 2, \dots, N$) и собственных векторов $v_{jk}^{(i)}$, получим следующее уравнение:

$$[[D_{\text{ст}(b)}] - [\lambda_k^{(i)}][\bar{m}_b]] [v^{(i)}] = 0, \quad (11)$$

где $[\lambda_k^{(i)}] = \begin{bmatrix} \lambda_1^{(i)} & & & \\ & \lambda_2^{(i)} & & \\ & & \ddots & \\ & & & \lambda_N^{(i)} \end{bmatrix}$ – диаго-

нальная матрица из N собственных значений уравнения (9);

$$[v^{(i)}] = \begin{bmatrix} v_{1,1}^{(i)} & v_{2,1}^{(i)} & \dots & v_{N,1}^{(i)} \\ v_{1,2}^{(i)} & v_{2,2}^{(i)} & \dots & v_{N,2}^{(i)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ v_{1,j}^{(i)} & v_{2,j}^{(i)} & \dots & v_{N,j}^{(i)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ v_{1,N}^{(i)} & v_{2,N}^{(i)} & \dots & v_{N,N}^{(i)} \end{bmatrix} \quad \text{– матрица}$$

из N соответствующих собственных векторов.

Решая уравнение (11), находим:

$$[\bar{m}_b^{(i)}] = [\lambda_k^{(i)}]^{-1} [D_{\text{ст}(b)}]. \quad (12)$$

Матрица конденсационных добавок от i -ой группы второстепенных масс

$$\Delta m_b^{(i)} = \bar{m}_b^{(i)} - m_b. \quad (13)$$

Суммируя добавки для всех парциальных систем, получим конденсированную к выбранным N узлам b редуцированную матрицу масс рассматриваемой конструкции:

$$m_b^{(\text{ред})} = m_b + \sum_{i=1}^T \Delta m_b^{(i)}, \quad (14)$$

где T – число парциальных систем.

Подставив в (11) вместо \bar{m}_b матрицу масс $m_b^{(\text{ред})}$ по (14), решим полученное редуцированное частотное уравнение:

$$[[D_{\text{ст}(b)}] - [\lambda_k] [m_b^{(\text{ред})}]] \{q_b\} = 0. \quad (15)$$

В результате найдем редуцированный к выбранным узлам конденсации b спектр собственных значений СЗ и собственных векторов СВ, то есть λ_k , $v_{j,k}$, где $k = 1, 2, \dots, N$, $j = 1, 2, \dots, N$.

Результаты вычислительного эксперимента

Выполним расчет прямоугольной жестко заземленной по контуру пластинки размером 8×12 м, толщиной $h = 0,6$ м, несущей равномерно распределенную массу $m = 1$ кг/см² (см. рисунок). В таблице приведены результаты нескольких вариантов расчета при разбиении пластинки КЭ-сеткой 8×12 : с использованием полной системы уравнений, использованием статической конденсации (СК), двух вариантов частотно-динамической конденсации (ЧДК).

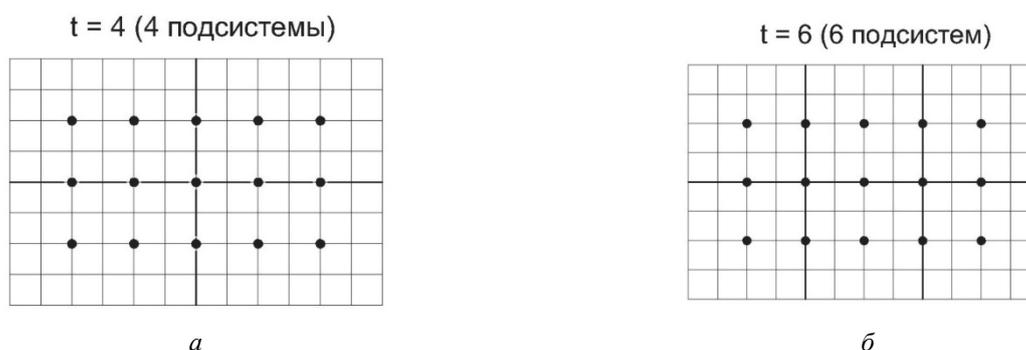


Рисунок. Узлы конденсации для прямоугольной жестко заземленной по контуру пластинки:
 a – 4 подсистемы; $б$ – 6 подсистем
 [Figure. Condensation units for a rectangular plate rigidly clamped along the contour:
 a – 4 subsystems; $б$ – 6 subsystems]

Таблица

Результаты расчета пластинки при разбиении КЭ-сеткой 8×12
 [Table. The results of the analysis of the plate when splitting FE-grid 8×12]

СЗ	КЭ-сетка 8×12 , $n = 231$	СК, $n = 15$	Δ , %	ЧДК, $t = 4$	Δ , %	ЧДК, $t = 6$	Δ , %
λ_1	2,512	2,66	6	2,372	–5	2,370	–5
λ_2	1,030	1,49	30	1,060	–2	1,051	–2
λ_3	0,423	0,479	13	0,426	0,7	0,429	1
λ_4	0,412	0,432	4,5	0,395	4	0,398	4
λ_5	0,306	0,390	27,4	0,295	–3	0,291	–4
λ_6	0,190	0,212	11,6	0,192	1	0,188	–1
λ_7	0,182	0,197	8,2	0,178	–2	0,174	–4
λ_8	0,116	0,181	56,0	0,109	–6	0,112	–3
λ_9	0,110	0,154	40,0	0,104	–6	0,101	–8
λ_{10}	0,101	0,132	20,8	0,101	0	0,093	–8
λ_{11}	0,087	0,119	34,2	0,081	–7	0,085	–2,6
λ_{12}	0,080	0,103	26,3	0,074	–7	0,081	–1
λ_{13}	0,062	0,089	43,5	0,058	–7	0,058	–7
λ_{14}	0,058	0,081	40,0	0,046	–20	0,045	–21
λ_{15}	0,045	0,063	40,0	0,031	–32	0,029	–34

Выводы

По сравнению с методом статической конденсации, обеспечивающим получение приемлемого результата только для минимальной собственной частоты, метод частотно-динамической конденсации позволяет получить результаты близкие к точным (с абсолютной погрешностью не более 7 %) для 13-ти первых собственных частот.

Выполненное исследование при различных соотношениях числа основных и второстепенных сте-

пеней свободы, числа степеней свободы частичной системы, позволило выявить их оптимальные границы для получения редуцированного спектра частот с заданной степенью точности.

Благодарности

Работа выполнена при финансовой поддержке РФФИ и Администрации Волгоградской области. Проект № 18-41-340013.

Список литературы

1. *Choi J.H., Kim H., Cho M.* Iterative method for dynamic condensation combined with substructuring scheme // *Journal of Sound and Vibration*. 2008. Vol. 317. No. 1. Pp. 199–218.
2. *Вольмир А.С., Терских В.Н.* Исследование динамики конструкций из композитных материалов на основе метода суперэлементов // *Механика композитных материалов*. 1979. № 4. С. 652 – 655.
3. *Вольмир А.С., Куранов Б.А., Турбаивский А.Т.* Статика и динамика сложных структур: Прикладные многоуровневые методы исследований. М.: Машиностроение, 1989. 248 с.
4. *Тюханов В.В.* Метод решения задач динамики пластинок сложной формы // *Известия Тульского государственного университета. Естественные науки*. 2011. № 1. С. 138–144.
5. *Игнатьев В.А., Ромашкин В.Н.* Определение редуцированного спектра частот и форм свободных колебаний систем с большим числом степеней свободы на основе сплайн-коллокационной конденсации // *Вестник ВолГАСУ. Сер.: Строительство и архитектура*. 2014. Вып. 35 (54). С. 140–152.
6. *Карпов Д.В.* Развитие метода редуцированных элементов для расчета регулярных стержневых систем и анализа плоских температурных полей: дис. ... канд. техн. наук. Владивосток, 2002. 209 с.
7. *Hurty W.C.* Dynamic analysis of structural systems using component modes // *AIAA Journal*. 1965. Vol. 3. No. 4. Pp. 678–685.
8. *Craig R., Bampton M.* Coupling of Substructures for Dynamic Analysis // *Am. Inst. Aero. Astro. J.* 1968. Vol. 6. No. 7. Pp. 1313–1319.
9. *Craig R.R.* Substructure method in vibration // *J. Vib. Acoust.* 1995. No. 117(B). Pp. 207–213.
10. *Papadimiriou C., Papadioti D.C.* Component mode synthesis technique for finite element model updating // *Comput. Struct.* 2013. 126. Pp. 15–28.
11. *Hou G., Maroju V.* Component mode synthesis-based design optimization method for local structural modification // *Struct. Optim.* 1995. 10. Pp. 128–136.
12. *Lall S., Marsden J.E., Glavaski S.* A subspace approach to balanced truncation for model reduction of nonlinear control system // *Int. J. Robust. Nonlinear Control* 2002. 12(6). Pp. 519–535.
13. *Bourquin F.* Analysis and comparison of several component mode synthesis methods on one dimensional domains // *Numer. Math.* 1990. 58(1). Pp. 11–33.
14. *Kim J.G., Lee P.S.* A posteriori error estimation method for the flexibility-based component mode synthesis // *AIAA J.* 2015. 53 (10). Pp. 2828–2837.
15. *Bennighof J.K., Lehoucq R.B.* An automated multi-level substructuring method for eigenspace computation in linear elastodynamics // *SIAM J. Sci. Comput.* 2004. 25 (6). Pp. 2084–2106.
16. *Kim J.G., Lee P.S.* An enhanced Craig – Bampton method // *Intl. J. Numer. Methods Eng.* 2015. 103. Pp. 79–93.
17. *Kim J.G., Boo S.H., Lee P.S.* An enhanced AMLS method and its performance // *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* 2015. 287. Pp. 90–111.
18. *Rabczuk T., Belytschko T.* Adaptivity for structured meshfree particle methods in 2D and 3D // *Intl. J. Numer. Methods Eng.* 2005. 63 (11). Pp. 1559–1582.
19. *Белостоцкий А.М., Дубинский С.И., Потапенко А.Л.* Методы динамического синтеза подконструкций в задачах моделирования сложных инженерных систем // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2006. № 10. С. 99–110.
20. *Белостоцкий А.М., Потапенко А.Л.* Реализация и верификация методов субмоделирования и динамического синтеза подконструкций в универсальных и специализированных программных комплексах // *Int. Journ. for Computational Civil and Structural Engineering*. 2011. Vol. 7. Iss. 1. Pp. 76–83.
21. *Игнатьев В.А.* Редукционные методы расчета в статике и динамике пластинчатых систем. Саратов: СГУ, 1992. 142 с.
22. *Игнатьев В.А., Ромашкин В.Н.* Последовательная частотно-динамическая конденсация // *Материалы науч.-техн. интернет-конференции*. Волгоград: ВолГАСУ, 2010. С. 63–87.
23. *Игнатьев В.А.* Модифицированный метод последовательной частотно-динамической конденсации // *Academia. Архитектура и строительство*. 2011. № 2. С. 100–103.
24. *Игнатьев В.А., Чантуридзе А.У.* Метод частотно-динамической конденсации // *Вестник ВолГАСУ*. 2011. Вып. 24 (43). С. 46–53.
25. *Ромашкин В.Н.* Суперэлементная формулировка метода частотно-динамической конденсации // *Интернет-вестник ВолГАСУ. Серия: Политематическая*. 2013. Вып. 1 (25) URL: [http://vestnik.vgasu.ru/attachments/Romashkin-2013_1\(25\).pdf](http://vestnik.vgasu.ru/attachments/Romashkin-2013_1(25).pdf)
26. *Guyan R.J.* Reduction of Stiffness and Mass Matrices // *AIAA Journal*. 1965. Vol. 3. No. 2. P. 380.
27. *Игнатьев В.А., Игнатьев А.В., Жиделев А.В.* Смешанная форма метода конечных элементов в задачах строительной механики. Волгоград: ВолГАСУ, 2006. 171 с.
28. *Габова В.В.* Применение смешанной формы МКЭ к расчетам стержневых систем: дис. ... канд. техн. наук. Волгоград: Волгоградский государственный архитектурно-строительный университет, 2011.
29. *Игнатьев В.А.* Расчет регулярных стержневых систем. Саратов: Ротапринт СВВУ, 1973. 433 с.

Об авторах

Игнатьев Александр Владимирович – кандидат технических наук, доцент кафедры программного обеспечения автоматизированных систем, Волгоградский государственный технический университет (ВолГТУ) (Волгоград, Российская Федерация). ORCID iD: 0000-0003-0733-880. Scopus ID: 57190970792. eLIBRARY SPIN-код: 9405-9800. *Область научных интересов:* задачи и методы компьютерного моделирования и расчета конструкций и сооружений. *Контактная информация:* e-mail – alignat@gmail.com

Чумаков Артем Владимирович – магистрант кафедры программного обеспечения автоматизированных систем, Волгоградский государственный технический университет (ВолГТУ) (Волгоград, Российская Федерация). *Область научных интересов:* задачи и методы компьютерного моделирования и расчета конструкций и сооружений. *Контактная информация:* e-mail – chumakovtema@gmail.com

Гилка Вадим Викторович – магистрант кафедры программного обеспечения автоматизированных систем, Волгоградский государственный технический университет (ВолГТУ) (Волгоград, Российская Федерация). *Область научных интересов:* задачи и методы ком-

пьютерного моделирования и расчета конструкций и сооружений. *Контактная информация*: e-mail – gilka_vv@mail.ru

Для цитирования

Игнатъев А.В., Чумаков А.В., Гилка В.В. Моделирование неполной алгебраической проблемы соб-

ственных значений и векторов методом частотно-динамической конденсации на основе МКЭ в форме классического смешанного метода // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2019. Т. 15. № 1. С. 62–68. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-62-68

RESEARCH PAPER

Simulation of an incomplete algebraic problem of eigenvalues and vectors by the method of frequency-dynamic condensation based on FEM in the form of the classical mixed method

Alexander V. Ignatyev*, Artem V. Chumakov, Vadim V. Gilka

Volgograd State Technical University
28 Lenin Ave., Volgograd, 400005, Russian Federation

*alignat@gmail.com

(received: November 22, 2018; revised: December 29, 2018; accepted: January 17, 2019)

Abstract. Relevance. Dynamic analysis of complex structures using numerical methods leads to the solution of the algebraic problem of eigenvalues and the corresponding eigenvectors of high orders. The solution of this problem for high order matrices is performed using reduction methods. One of the most effective methods is the method of sequential frequency-dynamic condensation, which allows partial consideration of the dynamic properties of the structure in the minor degrees of freedom. This allows for more accurate results compared to static condensation. Frequency-dynamic condensation is traditionally used to reduce frequency equations derived from the finite element method in the form of the displacement method or the force method.

Methods. The authors have developed an algorithm for the frequency-dynamic condensation method for the frequency equation obtained on the basis of the FEM in the form of the classical mixed method. That allows to obtain not only the spectrum of the lower vibration frequencies, but also the corresponding vibration modes and the stress-strain state of the structure.

Results. This article describes the algorithm and its practical implementation in the problem of dynamic analysis of a rectangular plate. The results of the numerical analysis of the problem are presented. An assessment of the accuracy of the method and recommendations for its use are given.

Keywords: finite elements method in the form of the classical mixed method, algebraic eigenvalues and eigenvectors problem, frequency-dynamic condensation

Acknowledgements

This work was supported by the Russian Foundation for Basic Research and the Administration of the Volgograd Region. Project No. 18-41-340013.

References

1. Choi J.H., Kim H., Cho M. (2008). Iterative method for dynamic condensation combined with substructuring scheme. *Journal of Sound and Vibration*, 317(1), 199–218.
2. Vol'mir A.S., Terskih V.N. (1979). Issledovanie dinamiki konstrukcij iz kompozitnyh materialov na osnove metoda superelementov [The investigation of the dynamics of structures made of composite materials based on the super-elements method]. *Mekhanika kompozitnyh materialov* [Mechanics of composite materials], (4), 652–655. (In Russ.)

3. Vol'mir A.S., Kuranov B.A., Turbaivskij A.T. (1989). *Statika i dinamika slozhnyh struktur: prikladnye mnogo-urovnevye metody issledovanij* [Statics and dynamics of complex structures: Applied multilevel research methods]. Moscow: Mashinostroenie Publ., 248. (In Russ.)

4. Tyuhanov V.V. (2011). Metod resheniya zadach dinamiki platinok slozhnoj formy [The method of solving problems of dynamics of plates of complex shape] // *Izvestiya Tul'skogo gosudarstvennogo universiteta. Estestvennye nauki* [Natural sciences. Journal of fundamental and applied researches], (1), 138–144. (In Russ.)

5. Ignat'ev V.A., Romashkin V.N. (2014). Opredelenie reducirovannogo spektra chastot i form svobodnyh kolebanij sistem s bol'shim chislom stepenej svobody na osnove splajn-kollokacionnoj kondensacii [Determination of the reduced frequency spectrum and forms of free vibrations of systems with a large number of degrees of freedom based on spline-collocation condensation]. *Bulletin of*

Volgograd State University of Architecture and Civil Engineering. Series: Construction and Architecture, 35(54), 140–152. (In Russ.)

6. Karpov D.V. (2002). *Razvitie metoda reducirovannykh ehlementov dlya rascheta reguljarnyh sterzhnevyyh sistem i analiza ploskih temperaturnyh polej* (dis. ... kand. tekhn. nauk) [Development of the reduced elements method for regular core systems and plane temperature fields analysis (PhD thesis)]. Vladivostok, 209. (In Russ.)

7. Hurty W.C. (1965). Dynamic analysis of structural systems using component modes. *AIAA Journal*, 3(4), 678–685.

8. Craig R., Bampton M. (1968). Coupling of Substructures for Dynamic Analysis. *Am. Inst. Aero. Astro. J.*, 6(7), 1313–1319.

9. Craig R.R. (1995). Substructure method in vibration. *J. Vib. Acoust.*, 117(B), 207–213.

10. Papadimiriou C., Papadioti D.C. (2013). Component mode synthesis technique for finite element model updating. *Comput. Struct.*, (126), 15–28.

11. Hou G., Maraju V. (1995). Component mode synthesis-based design optimization method for local structural modification. *Struct. Optim.*, (10), 128–136.

12. Lall S., Marsden J. E., Glavaski S. (2002). A subspace approach to balanced truncation for model reduction of nonlinear control system. *Int. J. Robust. Nonlinear Control.*, 12(6), 519–535.

13. Bourquin F. (1990). Analysis and comparison of several component mode synthesis methods on one dimensional domains. *Numer. Math.*, 58(1), 11–33.

14. Kim J.G., Lee P.S. (2015). A posteriori error estimation method for the flexibility-based component mode synthesis. *AIAA J.*, 53(10), 2828–2837.

15. Bennighof J.K., Lehoucq R.B. (2004). An automated multi-level substructuring method for eigenspace computation in linear elastodynamics. *SIAM J. Sci. Comput.*, 25(6), 2084–2106.

16. Kim J.G., Lee P.S. (2015). An enhanced Craig – Bampton method. *Intl. J. Numer. Methods Eng.*, (103), 79–93.

17. Kim J.G., Boo S.H., Lee P.S. (2015). An enhanced AMLS method and its performance. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, (287), 90–111.

18. Rabczuk T., Belytschko T. (2005). Adaptivity for structured meshfree particle methods in 2D and 3D. *Intl. J. Numer. Methods Eng.*, 63(11), 1559–1582.

19. Belostockij A.M., Dubinskij S.I., Potapenko A.L. (2006). *Metody dinamicheskogo sinteza podkonstrukcij v zadachah modelirovaniya slozhnyh inzhenernyh sistem* [Dynamic synthesis Methods of substructures in the problems of modeling complex engineering systems]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenij* [Structural Mechanics and Analysis of Constructions], (10), 99–110. (In Russ.)

20. Belostockij A.M., Potapenko A.L. (2011). Submodeling and dynamic synthesis of substructures methods realizations in multipurposes and objectoriented program packages. *Int. Journ. for Computational Civil and Structural Engineering*, 7(1), 76–83. (In Russ.)

21. Ignatyev V.A. (1992). *Redukcionnye metody rascheta v statike i dinamike plastinchatyh sistem* [Reduction analysis methods in statics and dynamics of plate systems]. Saratov: SGU Publ., 142. (In Russ.)

22. Ignatyev V.A., Romashkin V.N. (2010). *Posledovatel'naya chastotno-dinamicheskaya kondensaciya. Materialy nauch.-tekhn. internet-konferencii* [Sequential frequency-dynamic condensation. Materials of scientific and techni-

cal Internet conference]. Volgograd: VolgGASU Publ., 63–87. (In Russ.)

23. Ignatyev V.A. (2011). *Modificirovannyj metod posledovatel'noj chastotno-dinamicheskoy kondensacii* [Modified method of sequential frequency-dynamic condensation]. *Academia. Arhitektura i stroitel'stvo*, (2), 100–103. (In Russ.)

24. Ignatyev V.A., Chanturidze A.U. (2011). *Metod chastotno-dinamicheskoy kondensacii* [Modified method of sequential frequency-dynamic condensation]. *Vestnik VolgGASU*, 24(43), 46–53. (In Russ.)

25. Romashkin V.N. (2013). *Superehlementnaya formulirovka metoda chastotno-dinamicheskoy kondensacii*. *Internet-vestnik VolgGASU. Seria Multitematiceskaa*, 1(25). [http://vestnik.vgasu.ru/attachments/Romashkin-2013_1\(25\).pdf](http://vestnik.vgasu.ru/attachments/Romashkin-2013_1(25).pdf) (In Russ.)

26. Guyan R. J. (1965). Reduction of Stiffness and Mass Matrices. *AIAA Journal*, 3(2), 380.

27. Ignatyev V.A., Ignatyev A.V., Zhidelev A.V. (2006). *Smeshannaya forma metoda konechnykh ehlementov v zadachah stroitel'noj mekhaniki* [Mixed form of the finite element method in problems of structural mechanics]. Volgograd: VolgGASU Publ., 171. (In Russ.)

28. Gabova V.V. (2011). *Primenenie smeshannoj formy MKEH k raschetam sterzhnevyyh sistem* (Dis. ...kand. tekhn. nauk) [Application of the mixed form of the FEM to analysis of truss structures (PhD thesis)]. Institute of Architecture and Civil Engineering of Volgograd State Technical University. (In Russ.)

29. Ignatyev V.A. (1973). *Raschet reguljarnyh sterzhnevyyh sistem* [Design of regular truss systems]. Saratov: Rotaprint SVVU Publ., 433. (In Russ.)

About the authors

Alexander V. Ignatyev – PhD in Technical Sciences, Associate Professor, Department of Automated Systems Software, Volgograd State Technical University (VSTU) (Volgograd, Russian Federation). ORCID iD: 0000-0003-0733-880. Scopus ID: 57190970792. eLIBRARY SPIN-code: 9405-9800. *Research interests*: tasks and methods of computer simulation and calculation of structures and structures. *Contacts*: e-mail – alignat@gmail.com

Artem V. Chumakov – master student of the Department of Software of Automated Systems, Volgograd State Technical University (VSTU) (Volgograd, Russian Federation). *Research interests*: tasks and methods of computer simulation and calculation of structures and structures. *Contacts*: e-mail – chumakovtema@gmail.com

Vadim V. Gilka – master student of the Department of Software of Automated Systems, Volgograd State Technical University (VSTU) (Volgograd, Russian Federation). *Research interests*: tasks and methods of computer simulation and calculation of structures and structures. *Contacts*: e-mail – gilka_vv@mail.ru

For citation

Ignatyev A.V., Chumakov A.V., Gilka V.V. (2019). Simulation of an incomplete algebraic problem of eigenvalues and vectors by the method of frequency-dynamic condensation based on FEM in the form of the classical mixed method. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(1), 62–68. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-62-68 (In Russ.)

ТЕОРИЯ ТОНКИХ УПРУГИХ ОБОЛОЧЕКУДК 539.3
DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-69-74

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Асимптотический анализ собственных частот осесимметрических колебаний ортотропных цилиндрических оболочек в бесконечной упругой среде, заполненной жидкостью**Ф.А. Сейфуллаев, Г.Р. Мирзоева, Ш.А. Керимова***Национальная академия наук Азербайджана
Азербайджанская Республика, AZ1143, Баку, ул. Б. Вахабзаде, 9

*shusha_az@rambler.ru

(поступила в редакцию: 30 октября 2018 г.; доработана: 29 ноября 2018 г.; принята к публикации: 16 января 2019 г.)

Цель. Исследование свободного осесимметричного колебания цилиндрической ортотропной оболочки бесконечной длины, контактирующей с бесконечной упругой средой и заполненной жидкостью.

Методы. При проектировании тонкостенных оболочечных конструкций, широко применяемых в авиационной, ракетно-космической технике и различных областях промышленности, важной задачей является динамический расчет их напряженно-деформированного состояния. Изучая динамику оболочек, необходимо определять собственные частоты и формы малых колебаний, причем наибольший интерес представляют частоты из нижней части спектра. Предполагается, что жесткость материала оболочки немного больше жесткости материала среды. Решение уравнений движений среды рассматривается в двух вариантах.

Результаты. В результате проделанной работы выведено частотное уравнение. Проведен анализ частоты и формы колебаний оболочки. Построен график зависимости частоты собственных осесимметричных колебаний системы от волнообразования в продольном направлении. С помощью асимптотического метода получены частотные уравнения ребристых цилиндрических оболочек, заполненных жидкостью, а также приближенные частоты уравнения и простые расчетные формулы, позволяющие находить значения минимальных собственных частот колебаний рассмотренной системы, исследованы вынужденные колебания подкрепленной оболочки, заполненной жидкостью, определены амплитудно-частотные характеристики рассмотренных колебательных процессов.

Ключевые слова: ортотропная оболочка, свободные колебания, собственные частоты колебания, волнообразование, упругая среда

Введение

Статья посвящена осесимметричному колебанию цилиндрической ортотропной оболочки бесконечной длины, контактирующей с бесконечной упругой средой и заполненной жидкостью.

Предполагая, что жесткость материала оболочки немного больше жесткости материала среды проведен анализ частоты и формы колебаний

оболочки. Ввод параметра, определяющего оптимальность подкрепления, привел к оптимизации параметров оболочек, усиленных перекрестной системой ребер и заполненных жидкостью. Исследовано влияние степени сжимаемости жидкости на частоты свободных осесимметричных колебаний ребристых цилиндрических оболочек, заполненных жидкостью [1–6].

Постановка задачи

Система уравнений свободных осесимметричных колебаний тонкой упругой ортотропной оболочки по моментной теории имеет вид [7]

© Сейфуллаев Ф.А., Мирзоева Г.Р.,
Керимова Ш.А., 2018This work is licensed under a Creative Commons
Attribution 4.0 International License

$$a_1 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - a_{12} \frac{\partial w}{\partial x} = -\frac{XR^2}{G_{12}h},$$

$$a_{12} \frac{\partial u}{\partial x} - a_2 w - b^2 \left[a_1 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + a_1 \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} \right] + \frac{ZR^2}{G_{12}h} = 0, \quad (1)$$

где $X = q_x - \rho h \frac{\partial^2 w}{\partial t^2}$; $Z = q_z - \rho h \frac{\partial^2 w}{\partial t^2}$, q_x, q_z – компоненты контактного давления со стороны упругой среды и жидкости на оболочку; R, h – радиус и толщина оболочки соответственно; $a_i = \frac{E_i}{G_{12}(1-\nu_{12}\nu_{21})}$; $a_{12} = a_{21}\nu_{21} = a_2\nu_{12}$; u, w – компоненты перемещений срединной поверхности оболочки; ν_{21}, ν_{12} – коэффициенты Пуассона ортотропного материала оболочки; E_i, G_{12} – модули упругости при растяжении и сдвиге; x – продольная координата, t – время; ρ – плотность материала оболочки.

Векторное уравнение гармонических колебаний изотропной упругой среды таково [8]

$$a_c^2 \text{graddiv} \vec{S} - a_i^2 \text{rotrot} \vec{S} + \omega^2 \vec{S} = 0, \quad (2)$$

где $a_c^2 = (\lambda_s + 2\mu_s) / \rho_s$, $a_i^2 = \mu_s / \rho_s$ – квадраты скоростей распространения продольных и поперечных волн; $S = S(S_x, S_t)$ – вектор смещения; ρ_s – плотность; λ_s, μ_s – упругие постоянные Ламе; ω – искомая частота.

Линеаризованное волновое уравнение, описывающее распространение малых возмущений в идеальной сжимаемой жидкости имеет вид [2]

$$\nabla^2 \varphi - \frac{1}{a^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} = 0, \quad (3)$$

где φ – потенциал жидкости; a – скорость распространения звука в жидкости.

Уравнения движения оболочки (1), среды (2) и жидкости (3) дополняются контактными условиями. На контактной поверхности среды и оболочки ставятся условия равенства компонентов перемещений

$$S_x = u, \quad S_t = w \quad (r = R), \quad (4)$$

и равенства давления

$$X_1 = -\sigma_{rx} - \rho h \frac{\partial^2 u}{\partial t^2},$$

$$Z_1 = -\sigma - \rho h \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (r = R), \quad (5)$$

где X_1, Z_1 – давление со стороны оболочки на среду.

На контактной поверхности оболочка – жидкость соблюдается непрерывность радиальных скоростей и давления, а также отсутствие тангенциальных напряжений

$$\vartheta_1 = \frac{\partial w}{\partial t}, \quad Z_2 = -p, \quad X_2 = 0 \quad (r = R), \quad (6)$$

где X_2, Z_2 – давление со стороны оболочки на жидкость; P – давление.

Компоненты поверхностного усилия X, Y, Z , отнесенного к единице площади, определяются следующим образом:

$$X = X_1 + X_2, \quad Z = Z_1 - Z_2. \quad (7)$$

Кроме того, требуется, чтобы компоненты вектора перемещений среды S_x, S_r при $r \rightarrow \infty$ и потенциал жидкости Φ при $r = 0$ были конечными.

Дополняя контактными условиями (4)–(6) уравнения движения оболочки (6), среды (2) и жидкости (3), приходим к контактной задаче о свободных осесимметричных колебаниях оболочки с жидкостью в бесконечной упругой среде. Другими словами, задача о свободных осесимметричных колебаниях оболочки с жидкостью в упругой среде сводится к совместному интегрированию уравнений теории оболочек, среды и жидкости при выполнении указанных условий на поверхности их контакта.

Метод решения

Решения уравнения движения оболочки (1) будем искать в виде [2; 12]

$$u = A \cos kx \sin \omega t,$$

$$w = C \sin kx \sin \omega t, \quad (8)$$

где A, C – постоянные; $k = \frac{m\pi}{2}$, m – число полуволн в направлении образующей цилиндра.

Решение уравнений движения среды будем рассматривать в двух вариантах:

a – инерционное воздействие среды на процесс колебаний рассмотренной системы незначительно;

ν – влиянием инерции среды на процесс колебаний пренебрегать нельзя.

Приведем решения уравнения движения среды [2; 11]:

в случае а

$$\begin{aligned} S_x &= \left[k^2 r K_1(kr) - 4(1 - \nu_1) k K_0(kr) A_s + k K_0(kr) B_0 \right] \cos kx \sin \omega t, \\ S_r &= \left[-k^2 r K_0(kr) A_s - k K_1(kr) B_s + k K_0(kr) B_0 \right] \sin kx \sin \omega t, \end{aligned} \quad (9)$$

в случае в

$$\begin{aligned} S_x &= \left[k K_0(\gamma_1 r) A_s - \frac{\gamma_1^2}{\mu_1} K_0(\gamma_1 r) C_s \right] \cos kx \sin \omega t, \\ S_r &= \left[-\gamma_1 k_1(\gamma_1 r) A_s + \frac{\gamma_1^2}{\mu_1} K_1(\gamma_1 r) C_s \right] \sin kx \sin \omega t, \end{aligned} \quad (10)$$

где K_0, K_1 – модифицированная функция Бесселя нулевого и первого порядка рода [3]; $\frac{\pi}{k}$ – длина полуволн вдоль образующей цилиндра; A_s, B_s – постоянные, подлежащие определению,

$$\begin{aligned} \mu_t &= \frac{\omega}{a_t}; & \mu_c &= \frac{\omega}{a_c}, \\ \gamma_t^2 &= k^2 - \frac{\omega^2}{a_t^2}; & \gamma_c^2 &= k^2 - \frac{\omega^2}{a_c^2}. \end{aligned}$$

Потенциал жидкости φ , являющийся решением уравнения Гельмгольца [2; 10], в виде

$$\varphi = A_p I_0(\gamma) \sin kx \sin \omega t, \quad (11)$$

где A_p – постоянная, $\gamma^2 = k^2 - \frac{\omega^2}{a^2}$, I_0 – модифицированная функция Бесселя нулевого порядка первого рода [9; 6].

Акустическое давление P и радиальная скорость \mathcal{G}_r в жидкости определяются следующим образом [8; 13–15]:

$$P = -\rho_0 \frac{\partial \varphi}{\partial t}, \quad \mathcal{G}_r = \frac{\partial \varphi}{\partial r}. \quad (12)$$

Используя уравнение движения оболочки (1) и его решение (8), а также решения уравнений движения среды (2), (10) и жидкости (11), получим систему однородных алгебраических уравнений относительно постоянных A, C, A_s, C_s, A_t , из условия существования нетривиальных решений которых, приравнявая главные определители системы нулю, приходим к частному уравнению относительно искомой частоты колебаний системы оболочка – среда – жидкость:

$$\det \| a_{ij} \| = 0 \quad (i, j = 1, 2, \dots, 5) \quad \text{в случае а} \quad (13)$$

$$\det \| \tilde{a}_{ij} \| = 0 \quad (i, j = 1, 2, \dots, 5) \quad \text{в случае в} \quad (14)$$

Численные результаты и их анализ

Частотные уравнения (13) и (14) реализованы численно. Для исходных данных принято:

$$\begin{aligned} \frac{E_1}{E_2} &= 2, 4; & \nu_s &= 0, 3; \\ E_3 &= 2 \cdot 10^4 \text{ н/м}^2 & \rho_s &= 6, 4 \text{ г/см}^3; \\ \rho_0 &= 1 \text{ г/см}^3, & a &= 1800 \text{ м/с}; & m &= 1. \end{aligned}$$

Результаты счета показаны на рисунке. На нем представлены зависимости частоты собственных осесимметричных колебаний системы от волнообразования m в продольном направлении.

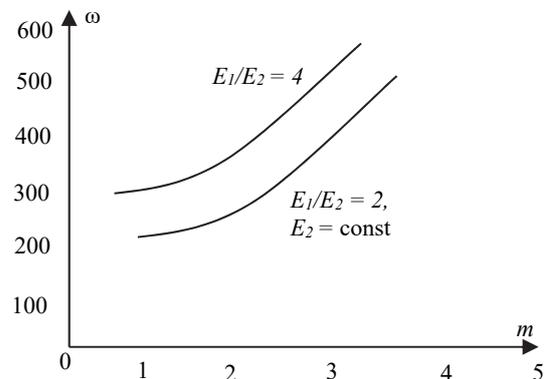


Рисунок. Зависимость частоты собственных осесимметричных колебаний системы от волнообразования m в продольном направлении [Figure. Dependence of the natural oscillation frequency of the system on the wave formation m in the longitudinal direction]

Из рисунка видно, что с увеличением m и E_1/E_2 собственные частоты осесимметричных колебаний системы увеличиваются.

Заключение

Полученные математические результаты представлены на рисунке, отображающем зависимость частоты собственных осесимметричных колебаний системы от волнообразования m в продольном направлении.

Список литературы

1. Латифов Ф.С., Сейфуллаев Ф.А., Алыев Ш.Ш. Свободные колебания усиленной поперечными ребрами анизотропной цилиндрической оболочки из стеклопластика с текущей в ней жидкостью // Прикладная механика и техническая физика. 2016. Т. 57. № 4. С. 158–162.
2. Latifov F.S., Seyfullayev F.A. Asymptotic analysis of oscillation eigenfrequency of orthotropic cylindrical shells in infinite elastic medium filled with liquid. Trans // NAS Acad. Azer. Ser. Phys. Tech. Math. Sci. 2004. Vol. 24. No 1. Pp. 227–230.
3. Босьяков С.М., Чжизэй В. Анализ свободных колебаний цилиндрической оболочки из стеклопластика при граничных условиях Навье // Механика машин, механизмов и материалов. 2011. № 3. С. 24–27.
4. Semenov A.A. Model of deformation stiffened orthotropic shells under dynamic loading // Journal of Siberian Federal University. Mathematics and Physic. 2016. 9(4). Pp. 485–497.
5. Сейфуллаев А.И., Новрузова К.А. Исследование колебания продольно подкрепленной ортотропной цилиндрической оболочки с вязкой жидкостью // Восточно-Европейский журнал передовых технологий. 2015. № 3/7 (75). С. 29–33.
6. Колосов Г.И. Вибрационная и вековая неустойчивость состояний равновесия цилиндрических оболочек при осевом сжатии // Космоновтика и ракетостроение. 2012. № 2 (67). С. 145–150.
7. Обухов А.С. Расчет на прочность конструкций из стеклопластиков и пластмасса нефтеперерабатывающей и химической промышленности. М.: Машиностроение, 1978. 142 с.
8. Латифов Ф.С. Колебания оболочек с упругой и жидкой средой. Баку: Элм, 1999. 164 с.
9. Смирнов В. Курс высшей математики. Т. 3. Ч. 2. М.: Наука, 1974. 672 с.
10. Seyfullayev A.I., Rustomova M.A., Kerimova Sh.A. Задача механики усталостного разрушения двухслойного материала с краевыми трещинами // Механика композитных материалов. 2017. Т. 53. № 2. С. 591–602.
11. Akbarov S.D., Guliev M.S. Propagation of axisymmetric longitudinal waves in a finitely pre-strained circular cylinder embedded in a finitely pre-strained infinite elastic body // Mechanics of Composite Materials. 2008. Vol. 44. No. 5. Pp. 465–478. doi.org/10.1007/s11029-008-9045-6
12. Akbarov S.D. Resent investigations on the dynamical problems of the elastic body with initial (residual) stresses (review) // Int. Appl. Mechanic. 2007. Vol. 43. No. 12. Pp. 3–27.
13. Агаларов Дж.Г., Сейфуллаев А.И., Рустамова М.А. Движение вертикально расположенного цилиндра в результате волн на поверхности жидкости // Вестник современной науки. 2017. № 2 (26). С. 7–15.
14. Бочкарёв С.А., Матвеев В.П. Конечно-элементный анализ собственных колебаний цилиндрической оболочки с жидкостью // Вычисл. механика: сб. науч. тр. Вып. 4. Пермь: Изд-во Пермского гос. техн. ун-та, 2006. С. 3–12.
15. Латифов Ф.С. Асимптотический анализ задачи о свободных неосесимметричных колебаниях в бесконечной упругой среде цилиндрической оболочки, заполненной идеальной жидкостью // ДАН Аз. Республика. 1999. Т. LV. № 5–6. С. 8–15.

Об авторах

Сейфуллаев Фамил Ализаде Оглы – кандидат технических наук, старший научный сотрудник отдела волновой динамики, Институт математики и механики, Национальная академия наук Азербайджана (Баку, Азербайджанская Республика). *Область научных интересов:* волновая динамика. *Контактная информация:* e-mail – a.seyfullayev@yahoo.com

Мирзоева Гюльнар Ровшан Кызы – кандидат технических наук, старший научный сотрудник отдела волновой динамики, Институт математики и механики, Национальная академия наук Азербайджана (Баку, Азербайджанская Республика). *Область научных интересов:* теория упругости и пластичности. *Контактная информация:* e-mail – gulnar.mirzayeva@gmail.com

Керимова Шуша Агакерим Кызы – научный сотрудник отдела волновой динамики, Институт математики и механики, Национальная академия наук Азербайджана (Баку, Азербайджанская Республика). *Область научных интересов:* волновая динамика. *Контактная информация:* e-mail – shusha_az@rambler.ru

Для цитирования

Сейфуллаев Ф.А., Мирзоева Г.Р., Керимова Ш.А. Асимптотический анализ собственных частот осесимметрических колебаний ортотропных цилиндрических оболочек в бесконечной упругой среде, заполненной жидкостью // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 1. С. 69–74. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-69-74

Asymptotic analysis of natural frequencies of axisymmetric oscillations of orthotropic cylindrical shells in an infinite elastic medium, liquid filled

Famil A. Seyfullayev, Gulnar R. Mirzayeva, Shusha A. Kerimova*

Azerbaijan National Academy of Sciences
9 B. Vahabzadeh St., Baku, AZ 1143, Republic of Azerbaijan

*shusha_az@rambler.ru

(received: October 30, 2018; revised: November 29, 2018; accepted: January 16, 2019)

Abstract. Aim of the research. Free axisymmetric fluctuation of a cylindrical orthotropic cover, the infinite length contacting to the infinite elastic medium and filled with liquid is investigated.

Methods. At design of the thin-walled shell designs which are widely applied in aviation, the missile and space equipment and various fields of the industry, an important task is dynamic calculation of the intense deformed condition of these designs. At a research of dynamics of covers it is necessary to determine own frequencies and forms of small fluctuations, and frequencies from the lower part of a range are of the greatest interest. It is supposed that the rigidity of material of a cover is a little more than rigidity of material of the environment. The solution of the equations of movements of the environment is considered in two options.

Results. The frequency equation is received. The analysis of frequency and a form of fluctuations of a cover is carried out. The schedule of dependence of frequency of own axisymmetric fluctuations of a system on wave formation in the longitudinal direction is constructed. By means of an asymptotic method the frequency equations of the ridge cylindrical covers filled with liquid are constructed, the approximate frequencies of the equation and simple settlement formulas allowing to find values of the minimum own frequencies of fluctuations of the considered system are received, the forced fluctuations of the supported cover filled with liquid are investigated and defined is amplitude frequency characteristics of the considered oscillatory processes.

Keywords: orthotropic shell, free vibrations, natural oscillation frequencies, wave formation, elastic environment

References

1. Latifov F.S., Seyfullayev F.A., Alyev Sh.Sh. (2016). Svobodnye kolebaniya usilennoj poperechnymi rebrami anizotropnoj cilindricheskoj obolochki iz stekloplastika s tekushchej v nej zhidkost'yu [Free vibrations reinforced by transverse ribs of an anisotropic cylindrical shell made of fiberglass with a liquid flowing in it]. *Applied mechanics and technical physics*, 57(4), 158–162. (In Russ.)
2. Latifov F.S., Seyfullayev F.A. (2004). Asymptotic analysis of oscillation eigenfrequency of orthotropic cylindrical shells in infinite elastic medium filled with liquid. *Trans. NAS Acad. Azer. Ser. Phys.-Tech. Math. Sci.*, 24(1), 227–230.
3. Bosiakov S.M., Zhiwei W. (2011). Analiz svobodnyh kolebanij cilindricheskoj obolochki iz stekloplastika pri granichnyh usloviyah Nav'e [Free vibration analysis of cylindrical shell from fiberglass with Navier boundary conditions]. *Mechanics of machines, mechanisms and materials*, (3), 24–27. (In Russ.)
4. Semenov A.A. (2016). Model of deformation stiffened orthotropic shells under dynamic loading. *Journal of Siberian Federal University. Mathematics and Physics*, 9(4), 485–497.
5. Seyfullayev A.I., Novruzova K.A. (2015). Issledovanie kolebaniya prodol'no podkrepленноj ortotropnoj cilindricheskoj obolochki s vyazkoj zhidkost'yu [Oscillations of longitudinally reinforced orthotropic cylindrical shell filled with a viscous fluid]. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 3/7(75), 29–33 (In Russ.)
6. Kolosov G.I. (2012). Vibracionnaya i vekovaya neustojchivost' sostoyanij ravnovesiya cilindricheskih obolochek pri osevom szhatii [Vibration and secular instability of equilibrium states of cylindrical shells under axial compression]. *Cosmonovtika i raketostroenie*, 2(67), 145–150. (In Russ.)
7. Obukhov A.S. (1978). *Raschyot na prochnost' konstrukcij iz stekloplastikov i plastmassa neftepererabatyvayushchej i himicheskoy promyshlennosti* [Calculation of the strength of structures made of fiberglass and plastic of the oil refining and chemical industries]. Moscow: Mashinostroenie Publ., 141. (In Russ.)
8. Latifov F.S. (1999). *Kolebaniya obolochek s uprugoj i zhidkoj sredoj* [Oscillations of shells with elastic and liquid media]. Baku: Elm Publ., 164. (In Russ.)
9. Smirnov V. (1974). *Kurs vysshej matematiki* [Course of Higher Mathematics]. Vol. 3. Part 2. Moscow: Nauka Publ., 672. (In Russ.)
10. Seyfullayev A.I., Rustamova M.A., Kerimova Sh.A. (2017). Zadacha mekhaniki ustalostnogo razrusheniya dvuslojnogo materiala s kraevymi treshchinami [Problem of the mechanics of fatigue fracture of a two-layer material]

with edge cracks]. *Mechanics of Composite Material*, 53(3), 415–424. (In Russ.)

11. Akbarov S.D., Guliev M.S. (2008). Propagation of axisymmetric longitudinal waves in a finitely pre-strained circular cylinder embedded in a finitely pre-strained infinite elastic body. *Mechanics of Composite Materials*, 44(5), 465–478. doi.org/10.1007/s11029-008-9045-6

12. Akbarov S.D. (2007). Resent investigations on the dynamical problems of the elastic body with initial (residual) stresses (review). *Int. Appl. Mechanic*, 43(12), 3–27.

13. Agalarov J.G., Seyfullayev A.I., Rustamova M.A. (2017). Dvizhenie vertikal'no raspolzhenogo cilindra v rezul'tate voln na poverhnosti zhidkosti [The movement of vertically located cylinder as a result of waves on the surface of liquid]. *Bulletin of Modern Science*, 2(26), 7–15. (In Russ.)

14. Bochkarev S.A., Matveenkov V.P. (2006). Konechno-ehlementnyj analiz sobstvennykh kolebanij cilindricheskoj obolochki s zhidkost'yu [Finite-element analysis of natural oscillations of a cylindrical shell with a liquid]. *Vychisl. mechanics: collection of scientific works*, (4), 3–12. Perm: Perm State Technical University Publ. (In Russ.)

15. Latifov F.S. (1999). Asimptoticheskij analiz zadachi o svobodnykh neosesimmetrichnykh kolebaniyah v beskonechnoj uprugoj srede cilindricheskoj obolochki, zapolnennoj ideal'noj zhidkost'yu [The asymptotic analysis of a task about free not axisymmetric fluctuations in an infinite elastic medium of the cylindrical cover filled with ideal liquid]. *DAN Az. Republics*, LV(5–6), 8–15. (In Russ.)

About the authors

Seyfullayev Famil Alizadeh – PhD in Technical Sciences, Senior Researcher Fellow, Department of Wave Dynamics, Institute of Mathematics and Mechanics, National Academy of Sciences of Azerbaijan (Baku, Republic of Azerbaijan). *Research interests*: the wave dynamics. *Contacts*: e-mail – a.seyfullayev@yahoo.com

Mirzayeva Gulnar Rovshan – PhD in Technical Sciences, Senior Researcher Fellow, Department of Wave Dynamics, Institute of Mathematics and Mechanics, National Academy of Sciences of Azerbaijan (Baku, Republic of Azerbaijan). *Research interests*: the theory of elasticity and plasticity. *Contacts*: e-mail – gulnar.mirzayeva@gmail.com

Kerimova Shusha – researcher, Department of Wave Dynamics, Institute of Mathematics and Mechanics, National Academy of Sciences of Azerbaijan (Baku, Republic of Azerbaijan). *Research interests*: the wave dynamics. *Contacts*: e-mail – shusha_az@rambler.ru

For citation

Seyfullayev F.A., Mirzayeva G.R., Kerimova Sh.A. (2019). Asymptotic analysis of natural frequencies of axisymmetric oscillations of orthotropic cylindrical shells in an infinite elastic medium, liquid filled. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(1), 69–74. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-69-74 (In Russ.)

ДИНАМИКА КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙУДК 699.841:699.812.2
DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-75-80

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

Анализ пожарной опасности сейсмозащитных деформационных швов**И.У. Маджидов¹, Б.Т. Ибрагимов^{2*}, А.А. Сулейманов³**¹Министерство высшего и среднего специального образования Республики Узбекистан
Республика Узбекистан, 100100, Ташкент, ул. 2-я Чимбайская, 96²Институт пожарной безопасности МВД Республики Узбекистан
Республика Узбекистан, 100123, Ташкент, ул. Сергели, д. 4, корп. 1А³Ташкентский государственный технический университет имени Ислама Каримова
Республика Узбекистан, 100100, Ташкент, ул. Университетская, 1–3

*ibragimov-dem@yandex.com

(поступила в редакцию: 10 октября 2018 г.; доработана: 26 декабря 2018 г.; принята к публикации: 22 января 2019 г.)

Цель. Исследование пожарной опасности сейсмозащитных деформационных швов, которые в последнее время стали практически основной составляющей сейсмозащиты зданий и сооружений. Выявление степени пожарной опасности данной строительной конструкции. Выработка профилактических мер по обеспечению пожарной безопасности зданий и сооружений, возведенных с применением сейсмозащитных деформационных швов. Актуальность проблемы заключается в том, что при разрушении деформационных сейсмозащитных швов в период сейсмоздействия создаются условия для распространения горения (обычно возникающего вторично при землетрясениях) из одного отсека здания в другой (защищенный перегородками, противопожарными отсеками, тамбур-шлюзами). То есть горению открывается возможность для обхода специальных защит, поставленных во избежание его распространения.

Методы. С точки зрения пожарной безопасности изучены антисейсмические деформационные швы. В работе в основном рассматриваются деформационные швы, используемые при установке алюмопанелей для дизайна зданий и сооружений. Показана связь пожарной опасности антисейсмических швов с технологическими и эксплуатационными ошибками исполнителей. Проведены испытания различных сейсмозащитных деформационных швов на пожарную опасность.

Результаты. Установлена необходимость разработки специальной нормативной документации, вносящей конкретные правила исполнения деформационных швов, особенно предназначенных для повышения сейсмобезопасности зданий и сооружений.

Ключевые слова: пожарная безопасность, антисейсмический деформационный шов, огнезащитные термопокрытия, строительная конструкция, алюмопанель, транзитный трубопровод, воластанит, базальтовое волокно, специальные нормативные документы, сейсмозащита, антисейсмические швы

Введение

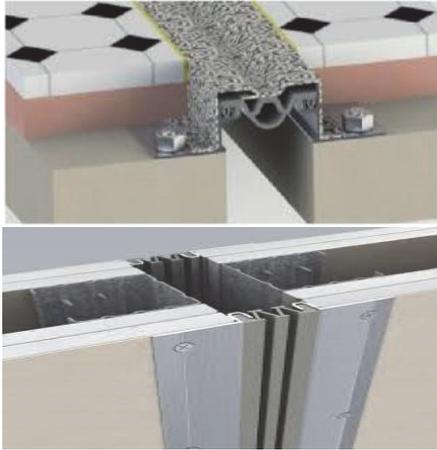
В статье преимущественно рассматриваются деформационные швы, используемые при установке алюмопанелей для дизайна зданий и сооружений, однако основные выводы по результатам исследования в достаточной степени подходят и для других деформационных швов¹, используемых в строительстве.

При сейсмической нагрузке деформационные швы достаточно часто рассыпаются (разрушаются), что позволяет в последующем вторичным пожарам свободно добираться до горючего наполнителя и основы строительной конструкции. В связи

¹ Деформационный шов – вертикальный зазор, заполненный эластичным материалом, расчленяющий стены здания. Его назначение – предотвратить появление трещин от перепада температур и неравномерной осадки. Подобные швы также используются как сейсмозащитные, поэтому иногда их называют антисейсмическими швами.

© Маджидов И.У., Ибрагимов Б.Т.,
Сулейманов А.А., 2018This work is licensed under a Creative Commons
Attribution 4.0 International License

с этим пожарная опасность деформационных швов, прежде всего, состоит в том, что пространство, открытое из-за технологии шва, доступно огню, так как часто технологически жесткость, прочность и огнестойкость деформационного шва ниже, чем у материала конструкции, который он должен защищать. В Узбекистане пока не разработаны отечественные стандарты, и в деформационные швы чего только не закладывают [1–2; 4]:



от доски, обмазанной битумом, до пенопласта или пенополистирола, поэтому пожарная опасность деформационных швов очень высокая. На рисунках, расположенных ниже, видны отверстия, через которые пламя может добраться до горючих материалов.

Конструктивно деформационный шов состоит из алюминиевых направляющих с плотно вставленным уплотнительным профилем (рис. 1).

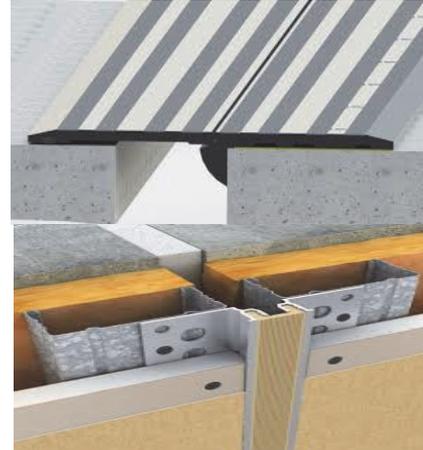


Рис. 1. Исполнение сейсмических деформационных швов
[Figure 1. Execution of seismic expansion joints]

Данный вид шва специально разработан и исполнен для районов с повышенной сейсмической активностью. Он рассчитан на высокие показатели деформационных перемещений во всех плоскостях. Также данная конструкция подходит для широких швов – до 500 мм².

В зависимости от ширины шва меняется лишь пластина, жестко соединяющая два профиля конструкции между собой.

Испытания профилей сейсмических швов на сейсмопожароопасный фактор

Конструкция шва препятствует попаданию внутрь него грязи и обеспечивает водонепроницаемость и устойчивость к износу при тяжелых эксплуатационных условиях. Результаты испытания профилей сейсмических швов на сейсмопожароопасный фактор сведены в таблице.

Швы технологически не требуют проведения профилактических работ и устойчивы к старению [3].

² ГОСТ 30444-97. Материалы строительные. Метод испытания на распространение пламени.

ГОСТ 30403-96. Конструкции строительные. Метод определения пожарной опасности.

ГОСТ 12.1.044-89. Пожаровзрывоопасность веществ и материалов. Номенклатура показателей и методы их определения.

Уплотнительный профиль изготовлен из плотной термо-, свето-, озono-, морозостойкой резины на основе этиленпропиленового каучука (EPDM) и устойчив к воздействию озона, ультрафиолета, маслам, бензину и антиобледенительным солям.

Однако этот тип деформационного шва является достаточно пожароопасным, так как сеймонагрузка способна быстро разрушить его и образовать в строительной конструкции композиции здания значительные отверстия. Кроме того, в ходе горения разрушаются (деструктивное разложение наполнителя) и слои между основными металлическими конструкциями, создавая еще большие отверстия, дающие возможность распространению неконтролируемого горения. На рис. 3 показан результат пожара в многоэтажном здании. Поскольку в технологии возведения здания использовались конструктивно-технологические швы, горение получило возможность распространяться не только снизу вверх, но и по горизонтали, а также внутрь здания. Через эти швы и отверстия, образовавшиеся в ходе вторичных пожаров (после землетрясения), пламя начинает разрушать основные несущие конструкции, в результате чего происходит разрушение всего здания. Эта версия подкрепляется следующей информацией.

Испытание профилей сейсмических швов на сейсмопожароопасный фактор
 [Table. Test profiles of seismic joints on the seismic/fire factor]

Т/Н	Термическая нагрузка, °C [Thermal load, °C]	Балльность сейсмонагрузки [Earthquake intensity degree]	Разрывная машина Р100 [Pull test machine Р100]
1	Без термической нагрузки [Thermal load free]	4–6 7–9	$\sigma_{см} = 200 \text{ МПа}$ $\tau_{ср} = 60 \text{ МПа}$ $\sigma_{см} = 180 \text{ МПа}$ $\tau_{ср} = 50 \text{ МПа}$
2	100	4–6 7–9	$\sigma_{см} = 180 \text{ МПа}$ $\tau_{ср} = 56 \text{ МПа}$ $\sigma_{см} = 140 \text{ МПа}$ $\tau_{ср} = 48 \text{ МПа}$
3	200	4–6 7–9	$\sigma_{см} = 150 \text{ МПа}$ $\tau_{ср} = 52 \text{ МПа}$ $\sigma_{см} = 120 \text{ МПа}$ $\tau_{ср} = 42 \text{ МПа}$
4	300	4–6 7–9	$\sigma_{см} = 130 \text{ МПа}$ $\tau_{ср} = 45 \text{ МПа}$ $\sigma_{см} = 100 \text{ МПа}$ $\tau_{ср} = 34 \text{ МПа}$
5	400	4–6 7–9	$\sigma_{см} = 110 \text{ МПа}$ $\tau_{ср} = 36 \text{ МПа}$ $\sigma_{см} = 87 \text{ МПа}$ $\tau_{ср} = 26 \text{ МПа}$
6	500	4–6 7–9	$\sigma_{см} = 90 \text{ МПа}$ $\tau_{ср} = 32 \text{ МПа}$ $\sigma_{см} = 78 \text{ МПа}$ $\tau_{ср} = 22 \text{ МПа}$
7	600	4–6 7–9	$\sigma_{см} = 84 \text{ МПа}$ $\tau_{ср} = 18 \text{ МПа}$ $\sigma_{см} = 61 \text{ МПа}$ $\tau_{ср} = 16 \text{ МПа}$

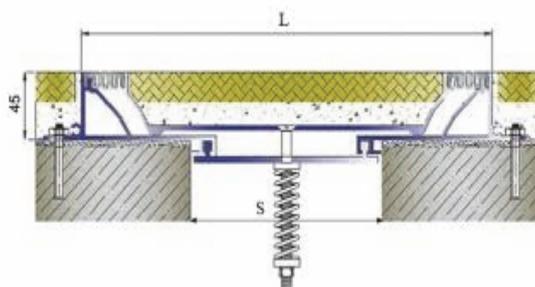


Рис. 2. Схемы применения сейсмического деформационного шва в конструкции
 [Figure 2. Scheme of application of the seismic expansion joint in the structure]



Рис. 3. Результат пожара в многоэтажном здании (охват пламени со всех сторон)
 [Figure 3. The result of a fire on a multi-storey building (flame coverage on all sides)]

В результате проникновения пламени к горючей основе в здании возникают крупные и опасные пожары. На рис. 4 видно, что для улучшения дизайна здания использовались алюмопанели. На стыках конструкций таких типов панелей используются деформационные швы. В результате горение получило возможность для быстрого распространения, когда согласно Боевому уставу пожарной охраны (БУПО) необходимо предпринимать

оперативные действия с применением специальных технических средств, а также привлекать дополнительные силы [6].

Рис. 4 иллюстрирует переход горения на верхние этажи, отрезающий путь для эвакуации и спасения пострадавших. Если же пожар произойдет на самом верхнем этаже (рис. 4, справа), то отвалившиеся конструкции покрытия, установленные с целью улучшения дизайна здания, не только

сгорят сами, но создадут угрозу полного выгорания материальных ценностей внутри здания.

Данное обстоятельство подтверждает статистика пожаров в республике Узбекистан, где при возведении зданий и сооружений использовались деформационные швы.

Даже заполнение деформационных швов минеральной ватой, вопреки ожиданиям, не защищает деформационные швы при пожаре. Большая часть противопожарных материалов (например, та же минеральная вата) относятся к классу стро-

ительных материалов КМ0, группа «негорючие» (НГ), но для эффективной противопожарной защиты только этого факта недостаточно. Хорошей защитой в таких случаях может являться использование защитной строительной конструкции из слоя негорючих и эластичных материалов на основе волластонита и базальтового волокна. Высокая огнестойкость и достаточная эластичность позволяет им препятствовать разрушению строительной конструкции при сейсмических нагрузках [5; 8].



Рис. 4. Пожар в многоэтажном здании
[Figure 4. Fire in a multi-storey building]

Подводя итог, можно сказать, что правильное использование деформационных швов для защиты сооружений с точки зрения пожарной безопасности – это достаточно актуальная задача. К сожалению, в Узбекистане это направление только развивается [10].

В Европе теме противопожарной защите деформационных швов посвящено 2 стандарта: EN 1366-4:2006+A1:2010. Fire resistance tests for service installations. Linear joint seals [Инженерное оборудование зданий. Испытания на огнестойкость. Линейные уплотнения швов] и EN 13501-2:2007. EN 13501-2:2007. Fire classification of construction products and building elements. Part 2. Classification using data from fire resistance tests, excluding ventilation services, NEQ [Пожарная классификация строительных изделий и элементов зданий. Классификация с использованием результатов испытаний на огнестойкость, за исключением вентиляционных систем].

Еще одним видом защиты является покрытие сейсмических деформационных швов специальными огнезащитными термопокрытиями (являющимися достаточно эластичными при эксплуатации). Обязательной является защита строительной конструкции и здания в целом, а также огнезащита всех транзитных трубопроводов и коммуникаций [7; 9; 11].

Выводы

Деформационные швы, исполняемые как специальные антисейсмические защитные конструкции, обладают повышенной пожарной опасностью из-за нарушений элементарных требований противопожарной безопасности. В связи с этим в республике Узбекистан крайне важна разработка специальных нормативных документов, вносящих конкретные правила исполнения деформационных швов, особенно предназначенных для повышения сейсμβезопасности зданий и сооружений.

Список литературы

1. *Ахмедов М.А.* Оценка повреждаемости наиболее распространенных типов конструкции жилых зданий при сильных землетрясениях в республике // Оценка сейсмической опасности и сейсмического риска: материалы Международной конференции. Ташкент, 2004. С. 20–33.
2. *Баласанян С.Ю., Назаретян С.Н., Амирбекян В.С.* Сейсмическая защита и ее организация. Гюмри: Эльдорадо, 2004. 436 с.
3. *Сулейманов А.А., Курбанбаев Ш.Э., Ибрагимов Б.Т. и др.* Энергетическая цена вероятности обеспечения безопасности от самопроизвольной эволюции системы // Архитектура и дизайн: научно-технический журнал Ташкентского архитектурного института. 2017. № 3–4. С. 108–111.

4. Курбанбаев Ш.Э., Сулейманов А.А., Магруппов А.М. Степень риска энергетической зависимости обеспечения безопасности от опасного фактора. Ташкент: ИПБ МВД РУз, 2018. С. 76–79.

5. Яскевич М.В., Сулейманов А.А., Таманова В.В. Универсальный временной вектор при спасении пострадавших в результате сонаправленного воздействия сейсмопожароопасного фактора // Развитие современной науки: теоретические и прикладные аспекты: сб. статей студентов, магистров, аспирантов, молодых ученых и преподавателей. Вып. 26. Пермь, 2018. С. 58–59.

6. Приказ Министерства Российской Федерации по делам гражданской обороны, чрезвычайным ситуациям и ликвидации последствий стихийных бедствий от 16.10.2017, № 444 «Об утверждении Боевого Устава подразделений пожарной охраны, определяющего порядок организации тушения пожаров и проведения аварийно-спасательных работ».

7. Расул-Заде Д.А., Сулейманов А.А., Будовкина А.А. Эффективность консультативных комитетов для снижения вероятности рисков действий подразделений при чрезвычайных ситуациях в нефтегазовой отрасли // Новые информационные технологии в науке: сб. статей Международной научно-практической конференции. Челябинск, 2018. С. 17–19.

8. Suleymanov A.A., Ibragimov B.T. Model test of a building design for destruction at influence of the compelled fluctuations // European science review. 2017. No. 9–10. Pp. 11–13.

9. Ibragimov B.T., Suleymanov A.A. Research of Thermal and Mechanical Influence on Ferro-Concrete Designs with Damping Inserts // International Journal of Advanced Research in Science Engineering and Technology. 2017. Vol. 4. Issue 9. Pp. 4595–4598.

10. Kholmatov K., Musaev M.N., Khashimova D., Wei Wu. Geophysical site characterization of landfill in Uzbekistan // Proceedings of the International Symposium on Geoenvironmental Engineering in Hangzhou, Hangzhou, September 8–10, 2009. Springer Verlag.

11. Musaev M.N., Khashimova D., Kholmatov K. Management of environmental risks of landfill operation in

seismically active regions of the CIS countries of Central Asia // Proc. 11th Int. Conf. on Environment and Mineral Processing, Ostrava, Czech Republic / P. Fecko, V. Cablik (eds.). 2017. Vol. 1. Pp. 17–22.

Об авторах

Маджидов Иномжон Урушев – доктор технических наук, профессор, Министерство высшего и среднего специального образования Республики Узбекистан (Ташкент, Республика Узбекистан). *Область научных интересов:* теория и практика применения упруго-пластических элементов и конструкций для повышения устойчивости зданий и сооружений. *Контактная информация:* e-mail – vazir@edu.uz

Ибрагимов Бахром Ташмуратович – кандидат технических наук, докторант, Институт пожарной безопасности, МВД Республики Узбекистан (Ташкент, Республика Узбекистан). *Область научных интересов:* использование активных средств сейсмопожаробезопасных демпферных систем и средств, для защиты зданий и сооружений. *Контактная информация:* e-mail – ibragimov-dem@yandex.com

Сулейманов Адылжан Арифджанович – доктор технических наук, профессор кафедры безопасности жизнедеятельности, Ташкентский государственный технический университет имени Ислама Каримова (Ташкент, Республика Узбекистан). *Область научных интересов:* теоретические и практические проблемы обеспечения безопасности при кризисных и экстремальных явлениях технических и социальных систем. *Контактная информация:* e-mail – baxa332@gmail.com

Для цитирования

Маджидов И.У., Ибрагимов Б.Т., Сулейманов А.А. Анализ пожарной опасности сейсмозащитных деформационных швов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. Т. 15. № 1. С. 75–80. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-75-80

RESEARCH PAPER

Fire danger analysis of seismic expansion joints

Inomzhon U. Madzhidov¹, Bahrom T. Ibragimov^{2*}, Adiljan A. Suleymanov³

¹Ministry of Higher and Secondary Special Education of Uzbekistan
96 2-ya Chimbay St., Tashkent, 100100, Republic of Uzbekistan

²Institute of Fire Safety of MIA of the Republic of Uzbekistan
4 Sergeli St., bldg. 1A, Tashkent, 100123, Republic of Uzbekistan

³Tashkent State Technical University named after Islam Karimov
1–3 University St., Tashkent, 100100, Republic of Uzbekistan

*ibragimov-dem@yandex.com

(received: October 10, 2018; revised: December 26, 2018; accepted: January 22, 2019)

Abstract. Aim of the research. Investigation of fire danger of seismic expansion joints, which have recently become almost the main component of seismic protection of buildings and structures. Identify the degree of fire danger of the building structure. Develop preventive measures to ensure fire safety of buildings and structures where seismic expansion joints

are used. The relevance of this problem lies in the fact that the destruction of deformation seismic joints in seismic conditions for the spread of combustion (usually secondary occur in earthquakes) from one compartment of the building to another (protected by partitions, fire compartments, locks). That is, combustion opens the possibility to bypass special protections put in its way, in order to avoid its spread.

Methods. Antiseismic deformation joints have been studied from the point of view of fire safety. The work mainly deals with the expansion joints used in the installation of aluminum panels for the design of buildings and structures. The connection of fire danger of antiseismic joints combined with technological and operational errors of performers is shown. Tests of various seismic protection joints for fire danger have been carried out.

Results. It is concluded that it is necessary to develop a special regulatory documentation that introduces specific rules for the execution of expansion joints, especially designed to improve the seismic safety of buildings and structures.

Keywords: fire safety, antiseismic expansion joint, fire-retardant thermoconcrete, construction, alumayer, transit pipeline, volastonit, basalt fiber, special regulations, seismic protection, earthquake-proof joints

References

1. Akhmedov M.A. (2004). Assessment of damage to the most common types of construction of residential buildings in case of strong earthquakes in the Republic // *Assessment of seismic hazard and seismic risk: Proceedings of the International conference*, Tashkent, 20–33. (In Russ.)
2. Balasanyan S.Yu., Nazaretyan S.N., Amirbekyan V.S. (2004). *Seismic protection and its organization*. Gyumri: Eldorado Publ., 436. (In Russ.)
3. Suleymanov A., Kurbanbaev Sh.E., Ibragimov B.T. et al. (2017). The energy price of the probability of security from the spontaneous evolution of the system. *Architecture and design: Scientific and Technical Journal of the Tashkent Institute of Architecture*, (3–4), 108–111. (In Russ.)
4. Kurbanbayev W.E., Suleimanov A.A., Magrupov A.M. (2018). *The risk of energy dependence of security threat factor*. Tashkent: IPB, Ministry of Internal Affairs of the Republic of Uzbekistan, 76–79. (In Russ.)
5. Jaskiewicz M.V., Suleymanov A.A., Timanova V.V. (2018). Universal time vector in rescuing victims from the directional effects of the seismic fire factor. *The Development of modern science: theoretical and applied aspects: collection of students' articles, graduate students, young scientists and teachers*, 26, 58–59. Perm. (In Russ.)
6. The order of the Ministry of the Russian Federation for civil defense, emergencies and elimination of consequences of natural disasters of 16.10.2017 No. 444 "On approval of the combat charter of fire protection units, which determines the order of fire extinguishing and rescue operations." (In Russ.)
7. Rasul-Zadeh D.A., Suleymanov A.A., Pudovkin A.A. (2018). The effectiveness of the advisory committees to mitigate the likelihood of risk units of action in emergency situations in the oil and gas industry. *New information technologies in science: articles collection of the International scientific-practical conference*. Chelyabinsk, 17–19. (In Russ.)
8. Suleymanov A.A., Ibragimov B.T. (2017). Model test of a building design for destruction at influence of the compelled fluctuations. *European science review*, (9–10), 11–13.
9. Ibragimov B.T., Suleymanov A.A. (2017). Research of Thermal and Mechanical Influence on Ferro-Concrete Designs with Damping Inserts. *International Journal of Advanced Research in Science, Engineering and Technology*, 4(9), 4595–4598.
10. Kholmatov K., Musaev M.N., Khashimova D., Wei Wu. (2009). Geophysical site characterization of landfill in Uzbekistan. *Proceedings of the International Symposium on Geoenvironmental Engineering in Hangzhou, Hangzhou, September 8–10*. Springer Verlag.
11. Musaev M.N., Khashimova D., Kholmatov K. (2007). Management of environmental risks of landfill operation in seismically active regions of the CIS countries of Central Asia. In P. Fecko, V. Cablik (Eds.). *Proc. 11th Int. Conf. on Environment and Mineral Processing, Ostrava, Czech Republic, 1*, 17–22.

About the authors

Inomjon U. Madzhidov – DSc in Technical Sciences, Professor, Ministry of Higher and Secondary Special Education of Uzbekistan (Tashkent, Republic of Uzbekistan). *Research interests:* theory and practice of the use of elastic-plastic elements and structures to improve the stability of buildings and structures. *Contacts:* e-mail – vazir@edu.uz

Bahrom T. Ibragimov – PhD in Technical Sciences, Doctoral Candidate of the Institute of Fire Safety of MIA of the Republic of Uzbekistan (Tashkent, Republic of Uzbekistan). *Research interests:* the use of active seismic fire safe damper systems and means for the protection of buildings and structures. *Contacts:* e-mail – ibragimov-dem@yandex.com

Adyljan A. Suleymanov – DSc in Technical Sciences, Professor of the Life Safety Department, Tashkent State Technical University named after Islam Karimov (Tashkent, Republic of Uzbekistan). *Research interests:* theoretical and practical problems of security in crisis and extreme phenomena of technical and social systems. *Contacts:* e-mail – baxa332@gmail.com

For citation

Madzhidov I.U., Ibragimov B.T., Suleymanov A.A. (2019). Fire danger analysis of seismic expansion joints. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*, 15(1), 75–80. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-1-75-80 (In Russ.)