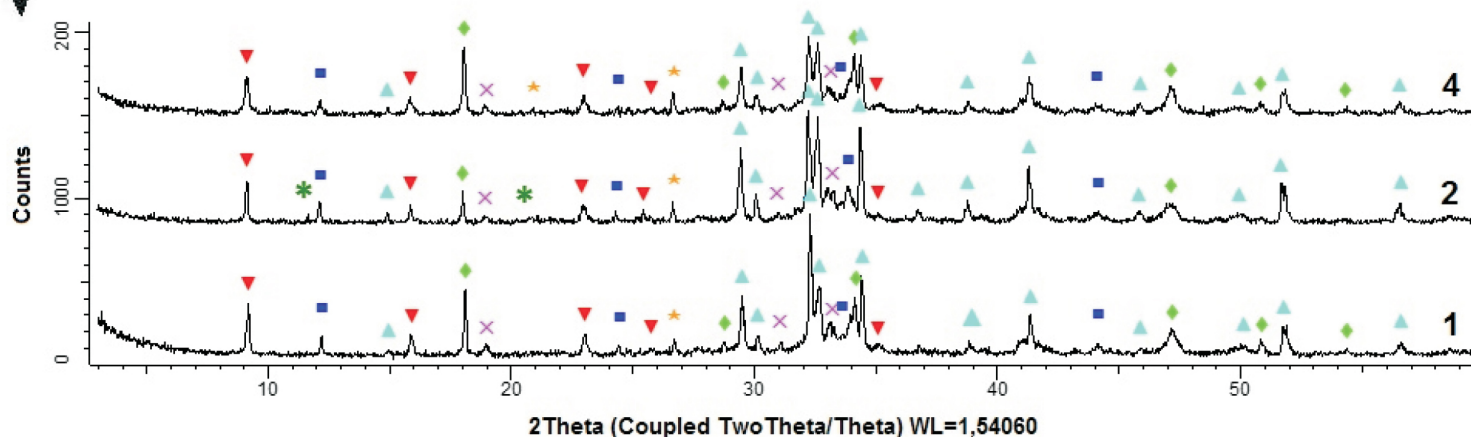
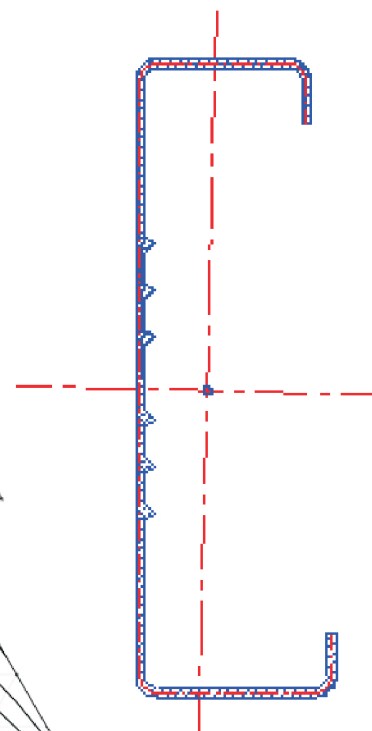
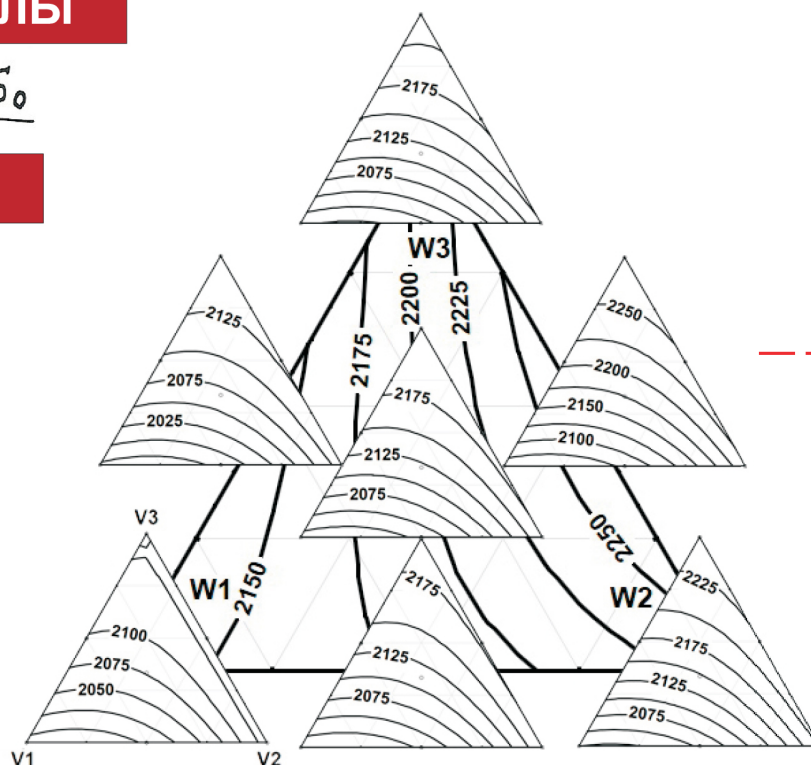
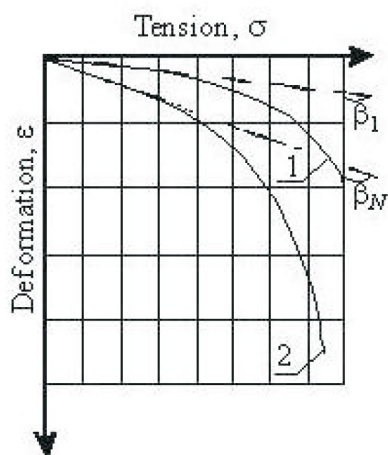


МАТЕРИАЛЫ

МЕТОДЫ



[Http://www.engstroy.spbstu.ru](http://www.engstroy.spbstu.ru) – полнотекстовая версия журнала в сети Интернет.
Бесплатный доступ, обновление с каждым новым выпуском

Инженерно-строительный журнал

НАУЧНОЕ ИЗДАНИЕ

ISSN 2071-4726

Свидетельство о государственной регистрации: ПИ №ФС77-38070, выдано Роскомнадзором

Специализированный научный журнал. Выходит с 09.2008.

Включен в Перечень ведущих периодических изданий ВАК РФ

Периодичность: 8 раз в год

Учредитель и издатель:

Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого

Адрес редакции:

195251, СПб, ул. Политехническая, д. 29, Гидрокорпус-2, ауд. 227А

Главный редактор:

Вера Михайловна Якубсон

Научный редактор:

Николай Иванович Ватин

Выпускающий редактор:

Ксения Дмитриевна Борщева

Редакционная коллегия:

д.т.н., проф. В.В. Бабков;
д.т.н., проф. М.И. Бальзанников;
к.т.н., проф. А.И. Боровков;
д.т.н., проф. Н.И. Ватин;
PhD, professor M. Вельжкович;
д.т.н., проф. А.Д. Гиргидов;
д.т.н., проф. Э.К. Завадаскас;
д.ф.-м.н., проф. М.Н. Кирсанов;
D.Sc., professor M. Кнежевич;
д.т.н., проф. В.В. Лалин;
д.т.н., проф. Б.Е. Мельников;
д.т.н., проф. Ф. Неправишта;
д.т.н., проф. Р.Б. Орлович;
Dr. Sc. Ing., professor
Л. Пакрастиньш;
Dr.-Ing. Habil., professor
Х. Пастернак;
д.т.н., проф. А.В. Перельмутер;
к.т.н. А.Н. Пономарев;
д.ф.-м.н., проф. М.Х. Стрелец;
д.т.н., проф. О.В. Тараканов.

Установочный тираж 1000 экз.

Подписано в печать 24.08.16.
Формат 60x84/8, усл. печ. л. 14.
Заказ №2128.

Отпечатано в типографии СПбПУ.
СПб, ул. Политехническая, д. 29

Содержание**МАТЕРИАЛЫ**

- Ибрагимов Р.А., Пименов С.И. Влияние механохимической активации на особенности процессов гидратации цемента 4
- Низина Т.А., Балыков А.С. Экспериментально-статистические модели свойств модифицированных дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов 13
- Тахери Фард А.Р., Сохели Х., Рамзани Мовафах С., Фарнуд Ахмади П. Совместное действие стеклянной и полипропиленовой фибры на механические свойства самоуплотняющихся бетонов (англ.) 26
- Гиздатуллин А.Р., Хусаинов Р.Р., Хозин В.Г., Красникова Н.М. Прочность и деформативность бетонных конструкций, армированных полимеркомпозитными стержнями 32
- Болдырева А.А., Яруничева Ю.А., Дернакова А.В., Ивашов И.В. Прочность полимерного композита (стеклопластика) при межслойном сдвиге 42
- Александров А.С., Долгих Г.В., Калинин А.П. Совершенствование расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу. Часть 2. Модифицированные модели расчета главных и касательных напряжений 51

РАСЧЕТЫ

- Александрова Н.П., Чусов В.В. Применение интегральных уравнений наследственных теорий для расчета изменения мер теории поврежденности при воздействии повторных нагрузок (англ.) 69
- Чернышева Н.В., Колосова Г.С., Розин Л.А. Пространственные расчеты подземных сооружений с учетом работы окружающего бесконечного массива в однородных и неоднородных областях комбинированным способом (англ.) 83

МЕТОДЫ

- Назмеева Т.В., Ватин Н.И. Численные исследования сжатых элементов из холодногнутого просечного С-профиля с учетом начальных несовершенств (англ.) 92
- Бовтеев С.В., Канюкова С.В. Развитие методики контроля сроков инвестиционно-строительного проекта (англ.) 102

© ФГАОУ ВО СПбПУ, 2016

На обложке: иллюстрации авторов к статьям номера

Контакты:

Тел. +7(812)535-52-47 E-mail: mce@ice.spbstu.ru

Web: <http://www.engstroy.spbstu.ru>

[Http://www.engstroy.spb.ru](http://www.engstroy.spb.ru) – full-text open-access version in Internet. It is updated immediately with each new issue.

Magazine of Civil Engineering

SCHOLAR JOURNAL

ISSN 2071-4726

Peer-reviewed scientific journal

Start date: 2008/09

8 issues per year

Publisher:

Peter the Great St. Petersburg
Polytechnic University

Indexing:

Scopus, Russian Science Citation
Index (WoS), Compendex, DOAJ,
EBSCO, Google Academia, Index
Copernicus, ProQuest, Ulrich's Serials
Analysis System

Corresponding address:

227a Hydro Building, 29
Polytechnicheskaya st., Saint-
Petersburg, 195251, Russia

Editor-in-chief:

Vera M. Yakubson

Science editor:

Nikolay I. Vatin

Executive editor:

Ksenia D. Borshcheva

Editorial board:

V.V. Babkov, D.Sc., professor
M.I. Balzannikov, D.Sc., professor
A.I. Borovkov, PhD, professor
M. Veljkovic, PhD, professor
E.K. Zavadskas, D.Sc., professor
M.N. Kirsanov, D.Sc., professor
M. Knezevic, D.Sc., professor
V.V. Lalin, D.Sc., professor
B.E. Melnikov, D.Sc., professor
F. Nepravishta, D.Sc., assoc.
professor
R.B. Orlovich, D.Sc., professor
L. Pakrastinsh, Dr.Sc.Eng., professor
H. Pasternak, Dr.-Ing.habil.,
professor
A.V. Perelmuter, D.Sc., professor
A.N. Ponomarev, PhD, professor
M.Kh. Strelets, D.Sc., professor
O.V. Tarakanov, D.Sc., professor

Contents**MATERIALS**

- Ibragimov R.A., Pimenov S.I. Influence of
mechanochemical activation on the features in the of
hydration of cement (rus) 4
- Nizina T.A., Balukov A.S. Experimental-statistical
models of properties of modified fiber-reinforced fine-
grained concretes (rus) 13
- Taheri Fard A.R., Soheili H., Ramzani Movafagh S.,
Farnood Ahmadi P. Combined effect of glass fiber and
polypropylene fiber on mechanical properties of self-
compacting concrete 26
- Gizdatullin G.A., Khusainov R.R., Khozin V.G.,
Krasnikova N.M. Strength and deformability of concrete
structures reinforced with fibre-reinforced polymer bars
(rus) 32
- Boldyreva A.A., Yarunicheva Y.A., Dernakova A.V.,
Ivashov I.I. The strength of the polymer composite
(fiberglass) with interlaminar shear]. (rus) 42
- Aleksandrov A.S., Dolgikh G.V., Kalinin A.L.
Improvement of shear strength design of a road structure.
Part 2. Modified models to calculate the principal and
shear stresses (rus) 51

CALCULATIONS

- Aleksandrova N.P., Chysow V.V. The usage of integral
equations hereditary theories for calculating changes of
measures of the theory of damage when exposed to
repeated loads 69
- Chernysheva N.V., Kolosova G.S., Rozin L.A. Combined
Method of 3d analysis for underground structures in view
of surrounding infinite homogeneous and inhomogeneous
medium 83

METHODS

- Nazmeeva T.V., Vatin N.I. Numerical investigations of
notched C-profile compressed members with initial
imperfections 92
- Bovteev S.V., Kanyukova S.V. Development of
methodology for time management of construction
projects 102

© Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University. All rights
reserved.

On the cover: authors' illustrations

+7(812) 535-52-47

E-mail: mce@ice.spbstu.ru

Web: [Http://www.engstroy.spbstu.ru/eng/index.html](http://www.engstroy.spbstu.ru/eng/index.html)

doi: 10.5862/MCE.62.1

Влияние механохимической активации на особенности процессов гидратации цемента

Influence of mechanochemical activation on the cement hydration features

Канд. техн. наук, доцент Р. А. Ибрагимов,
Казанский государственный архитектурно-строительный университет,

Без степени, ассистент С. И. Пименов,
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, postaddress

R. A. Ibragimov,

Kazan State University of Architecture and Engineering, postaddress

S.I. Pimenov,

Kazan State University of Architecture and Engineering, postaddress

Ключевые слова: измельчение, механохимическая активация, роторно-пульсационный аппарат, суперпластификатор, цементная суспензия, тяжелый бетон

Key words: grinding, mechanochemical activation, rotary pulsation apparatus, superplasticizer, cement slurry, heavy concrete

Аннотация. Наряду с введением различных добавок в состав бетонной смеси, перспективным методом повышения физико-механических свойств цементных бетонов является активация вяжущего. В данной работе представлены результаты влияния механохимической активации цементной суспензии на технологические свойства бетонной смеси и физико-механические свойства тяжелого бетона. Выявлены показатели поровой структуры тяжелого бетона, морозостойкость, коэффициент сульфатостойкости исследуемых цементных композиций. Показано, что морозостойкость тяжелого бетона, полученного механохимической активацией вяжущего, увеличивается в 3 раза (до марки F600), что обусловлено понижением общей пористости на 39 %, снижением капиллярной пористости на 74,8 % и повышением доли закрытых пор на 53 % по сравнению с контрольным составом. Методами рентгенофазового анализа и дифференциально-сканирующей калориметрии получено, что фазовый состав цементного камня в возрасте 1 суток нормальновлажностного твердения, полученного механохимической активацией вяжущего, характеризуется повышенным содержанием гидроксида кальция ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) (на 12 %), повышенным содержанием этtringита ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$) – на 13 %, а также наименьшим содержанием исходных фаз портландцементного клинкера (на 16 %). Это обуславливает высокие физико-механические показатели получаемых композитов. Получение цементных бетонов с высокими темпами твердения позволит снизить время выдержки бетона в опалубке, сократить или вовсе отказаться от тепловой обработки, что является актуальным в условиях энерго- и ресурсосбережения.

Abstract. Nowadays along with the usage of various additives to the concrete mix, the activation of the binder is a promising method to enhance the physical and mechanical properties of the cement concrete. The given paper presents the results of the influence of a mechanochemical activation of cement slurry on the technological properties of the concrete mix and physico-mechanical properties of heavy concrete. The figures of a pore structure of heavy concrete, frost resistance and the coefficient of sulphate cement compositions have been obtained. It is shown that the severe frost resistance of concrete prepared by means of a mechanochemical activation of the binder increases by three times (to the mark F600). This is due to a decrease in the total porosity of 39%, a decrease in capillary porosity of 74.8% and the proportion of closed pores increase by 53% in comparison with the control composition. X-ray diffraction and differential scanning calorimetry investigations have shown that the phase composition of cement paste at the age of 1 day, normal-humidity hardening, obtained by means of a mechanochemical activation of the binder is characterized by a high content of calcium hydroxide ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) (12 %), high content of ettringite ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$) – 13 %, and the lowest content of the initial phases of Portland cement clinker (16%), which causes high physical and mechanical properties of the resulting composite. The production

Ibragimov R.A., Pimenov S.I. Vliyanie mehanohimicheskoy aktivacii na osobennosti processov gidratatsii cementa [Influence of mechanochemical activation on the features in the of hydration of cement]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 3-12. doi: 10.5862/MCE.62.1

of cement concrete with a high rate of hardening will reduce the holding time of the concrete in the formwork, to reduce or eliminate the heat treatment, which is relevant in terms of efficient use of energy and resources.

Введение

Одним из перспективных методов повышения физико-механических свойств цементных композиций является активация вяжущего [1–4]. Наиболее известными способами активации являются: турбулентная [5, 6], кавитационная [7, 8], механохимическая [12–16], ультразвуковая [17, 18], вибрационная [19] и т. д. Все перечисленные способы направлены на увеличение объемов продуктов гидратации цемента, положительно влияющее на структурообразование цементного камня, что, в свою очередь, приводит к повышению прочности и морозостойкости бетона.

Существенную роль в интенсификации процесса гидратации цемента играет среда, в которой измельчается вяжущее. Авторами [20] отмечается, что в цементном камне мокрого помола образуется более плотная однородная структура по сравнению с сухим помолом. Такая равномерность в структуре увеличивает физико-механические свойства цементного камня и бетона.

Отмечается, что дисперсность вяжущих при обработке в шаровой мельнице в течение 120 мин достигает $650 \text{ м}^2/\text{кг}$, в планетарной мельнице такая же дисперсность получается за 20...25 мин [21]. Увеличение удельной поверхности вяжущего до значения $500...600 \text{ м}^2/\text{кг}$ приводит к увеличению прочностных показателей цементных композиций. Дальнейшее повышение удельной поверхности частиц цемента приводит к потере его активности [22].

В настоящее время активно развиваются различные технологии диспергирования и активации цементных вяжущих композиций в жидкой среде. Однако данные технологии не получили широкого распространения в связи с недостаточно изученными вопросами влияния механохимической активации цементной суспензии на реологию и структурообразование цементных систем.

Повышение количества воды затворения при активации вяжущего приводит к снижению прочности цементных композиций и к повышению пористости [23]. Для устранения этих недостатков необходимо использовать эффективные суперпластификаторы и производить активацию вяжущего в присутствии модифицирующих добавок [24, 25].

Лабораторными экспериментами установлено значительное интенсифицирующее действие поверхностно активных веществ (ПАВ) на помол цемента. Введение некоторых добавок в процессе тонкого измельчения способствует как интенсификации помола, так и улучшению физико-механических свойств получаемых цементных композитов [26, 27].

В настоящее время количество модифицирующих добавок неуклонно растет. Но выбор наиболее эффективного ПАВ для процесса диспергации вяжущего, проводимого в различных аппаратах, представляет собой сложную задачу.

В литературе отсутствуют данные по влиянию механохимической активации (МХА) цементной суспензии на особенности процесса гидратации цемента в зависимости от параметров активации. Недостаточно изучены вопросы по влиянию МХА вяжущего на структуру и морфологию гидратных новообразований. Не изучена роль высокоактивных суперпластификаторов на отмеченные выше свойства.

В связи с вышесказанным целью данной работы является анализ полученных данных по влиянию механохимической активации цементной суспензии на технологические свойства бетонной смеси и физико-механические свойства тяжелого бетона, а также на особенности и степень гидратации портландцемента. Используются методы рентгенофазового и дифференциально-термического анализа.

Материалы, оборудование и методы исследования

В качестве вяжущего использовался портландцемент ЦЕМ II/A-Ш 32,5Н Ульяновского завода, отвечающий требованиям ГОСТ 31108-2003. В состав портландцемента входят основные минералы: C_3S – 54 %, C_2S – 20 %, C_3A – 11 %, C_4AF – 12 %, минеральная добавка опока – 9,2 %, примеси SO_3 – 2,8 %.

В качестве мелкого заполнителя использовался песок Камско-Устьинского месторождения с модулем крупности 2,7, удовлетворяющий требованиям ГОСТ 8736-2014.

Ибрагимов Р.А., Пименов С.И. Влияние механохимической активации на особенности процессов гидратации цемента // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С. 3-12.

В качестве крупного заполнителя применялся гранитный щебень Уральского месторождения с размером фракций 5...20 мм, удовлетворяющий требованиям ГОСТ 8267-93.

В качестве модифицирующей добавки применялся нафталинформальдегидный суперпластификатор Реламикс Т-2, производимый по ТУ 5870-002-14153664-04, в количестве 1 % от массы цемента.

Технологические свойства бетонной смеси определялись в соответствии с ГОСТ 10181-2014.

Для эксперимента определен тяжелый бетон производственного состава кг/м³ (Цемент:Песок:Щебень=490:555:1315) класса В25.

Водоцементное отношение (В/Ц) исследуемых составов подбиралось из условия достижения одинаковой подвижности марки П2 в соответствии с ГОСТ 10181-2014 (О.К. = 5...9 см).

Механохимическую активацию цементной суспензии проводили в роторно-пульсационном аппарате с частотой вращения рабочего органа 5000 об/мин, выпускаемого по ТУ 5132-001-70447062.

Рентгенофазовый анализ проводился на дифрактометре D2 Phaser (Брукер, Германия) для измерений порошковых препаратов в геометрии Брега – Брентано с использованием монохроматизированного $\text{CuK}\alpha$ -излучения ($\lambda=1,54178 \text{ \AA}$), в режиме шагового сканирования. Режимы измерений и регистрации: напряжение рентгеновской трубки – 30 kV, ток 30 mA. Шаг сканирования – 0.02° . Скорость – 1 град./мин. Диапазон углов сканирования в геометрии Брега – Брентано – $3...60^\circ$.

Дифференциально-сканирующая калориметрия проводилась с помощью прибора синхронного термического анализатора STA 443 F3 Jupiter (Netzsch, Германия) с программным обеспечением Netzsch Proteus Thermal Analysis. При выполнении методом дифференциально-сканирующей калориметрии проба образца принималась постоянной и равной 30...50 мг. Скорость подъема температуры составила $10^\circ\text{C}/\text{мин}$. Диапазон температур от 30°C до 1000°C .

pH цементной суспензии определялось с помощью pH-метра testo 206-pH1.

Бетонная смесь приготавливалась следующим образом: предварительно 50 % расчетного количества цемента перемешивали с водой затворения и модифицированной добавкой Реламикс Т-2, затем подвергали механохимической активации в роторно-пульсационном аппарате в течение 2 мин. После чего в полученную суспензию добавляли оставшуюся часть цемента, крупный и мелкий заполнители и перемешивали в бетоносмесителе в течение 5 минут [28]. Из бетонных смесей изготавливали образцы – кубы с размерами $10\times10\times10 \text{ см}$.

Морозостойкость тяжелого бетона в возрасте 28 суток нормальновлажностного твердения определяли по ГОСТ 10060-2012, гармонизированным в соответствии с EN 12390-9:2006. Показатели поровой структуры тяжелого бетона определяли в соответствии с ГОСТ 12730.4-78.

Сульфатостойкость цементных композиций определяли на образцах-балочках размером $4\times4\times16 \text{ см}$, изготовленных из цементно-песчаного раствора с соотношением Цемент:Песок = 1:3. Коэффициент сульфатостойкости (K_s) определяли путем сравнения составов, твердеющих в водной среде, с составами, твердеющими в 5 %-м растворе Na_2SO_4 в течение 180 суток, и дальнейшего испытания их на сжатие.

Результаты и обсуждение

Результаты влияния МХА цементной суспензии на свойства бетонной смеси представлены на рисунках 1, 2 и в таблице 1. При этом изучались следующие составы равной подвижности: состав 1 – контрольный ($\text{В/Ц} = 0.42$); 2 – модифицированный добавкой Реламикс Т-2 ($\text{В/Ц} = 0.31$); 3 – состав, в котором вяжущее подвергнуто механоактивации, без добавки ($\text{В/Ц} = 0.42$); 4 – состав, в котором вяжущее подвергнуто МХА, с добавкой Реламикс Т-2 ($\text{В/Ц} = 0.31$).

На рисунке 1 приведены результаты определения сохраняемости свойств подвижности бетонной смеси. Измерения проводились сразу после приготовления бетонной смеси и через 30, 60 и 90 мин. По данным рисунка 1 видно, что для всех составов наблюдается снижение подвижности бетонной смеси с течением времени. Подвижность бетонной смеси через 1.0 час испытаний падает до марки П1 примерно одинаково во всех составах.

Ibragimov R.A., Pimenov S.I. Vliyanie mehanohimicheskoy aktivacii na osobennosty processov gidratatsii cementa [Influence of mechanochemical activation on the features in the of hydration of cement]. *Magazine of Civil Engineering*, 2016. No. 2. Pp. 3-12. doi: 10.5862/MCE.62.1

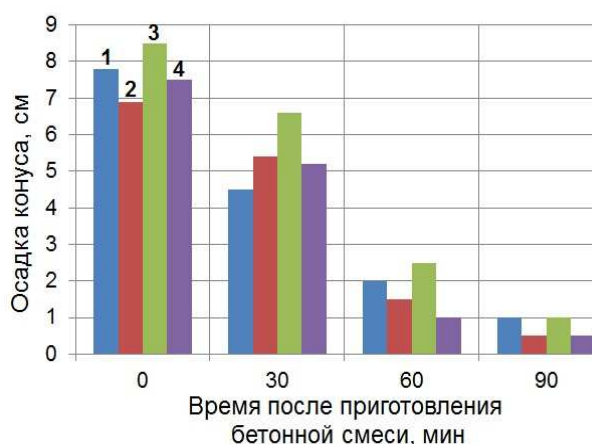


Рисунок 1. Изменение осадки конуса с течением времени: 1-4 – составы бетонной смеси

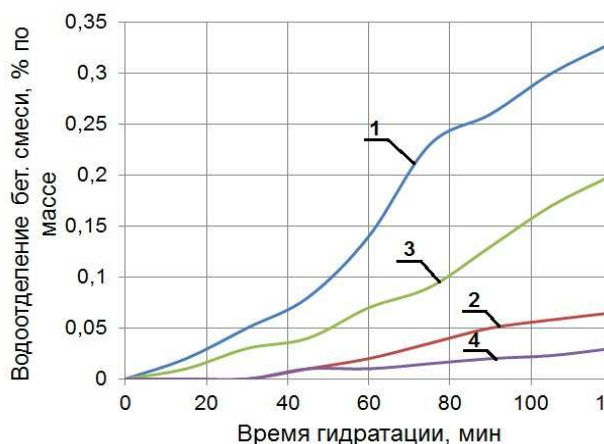


Рисунок 2. Водоотделение бетонной смеси с течением времени

На рисунке 2 представлена зависимость водоотделения бетонной смеси от времени. По данным рисунка 2 видно, что наибольшее количество выделившейся воды заметно в контрольном составе №1 и составляет 0.33 % от массы бетонной смеси. В составе №4, полученном МХА вяжущего, наблюдается наименьшее водоотделение, которое составляет 0.03 % от массы бетонной смеси, что меньше в 11 раз по сравнению с контрольным составом. Следовательно, МХА вяжущего значительно снижает водоотделение в бетонной смеси.

В таблице 1 приведены некоторые свойства бетонной смеси исследуемых составов и кинетика твердения тяжелого бетона.

Таблица 1. Свойства бетонной смеси и кинетика твердения тяжелого бетона

№ состава	Плотность бет. смеси, кг/м ³	Воздухосодержание бет. смеси, %	Температура бет. смеси, °С	Нр	Предел прочности бетона при сжатии, МПа: в возрасте:		
					1 сут.	3 сут.	28 сут.
1	2415	1,26	21,6	11,74	7,8* 100%	22,57* 100%	41,85* 100%
2	2481	0,88	21,8	11,86	13,26 170%	34,76 154%	55,24 132%
3	2444	0,94	22,7	11,65	15,76 202%	30,02 133%	48,13 115%
4	2497	0,64	23,5	11,77	26,29 337%	53,27 236%	65,70 157%

* над чертой приведено среднее значение показателя в МПа; под чертой – относительное от контрольного состава, в %.

Как видно по данным таблицы 1, введение добавки в состав бетонной смеси (состав №2) позволяет увеличить ее плотность на 2.7 %, уменьшить содержание вовлеченного воздуха в бетонной смеси на 43 %, увеличить предел прочности при сжатии тяжелого бетона в суточном возрасте на 70 %, в возрасте 3 суток на 54 % и в марочном возрасте на 32 % по сравнению с контрольным составом.

Механоактивация вяжущего (состав №3) позволяет увеличить плотность бетонной смеси, уменьшить содержание вовлеченного воздуха на 34 %, увеличить предел прочности при сжатии тяжелого бетона в суточном возрасте на 102 %, в возрасте 3 суток на 33 % и в марочном возрасте на 15 % по сравнению с контрольным составом.

МХА вяжущего (состав №4) приводит к увеличению плотности бетонной смеси на 3 %, снижению содержания вовлеченного воздуха на 97 %, значительному повышению предела прочности тяжелого бетона: в суточном возрасте на 237 %, в возрасте 3 суток на 136 % и в марочном возрасте на 57 % по сравнению с контрольным составом.

Увеличение прочности цементных композиций представляет научный интерес для изучения долговечности исследуемых составов. Для оценки влияния МХА на долговечность цементных композиций определена морозостойкость и показатели поровой структуры тяжелого бетона (табл. 2), а также сульфатостойкость цементно-песчаного раствора (ЦПР) (табл. 3). Нумерация составов в таблицах 2 и 3 приведена в соответствии с таблицей 1.

Таблица 2. Морозостойкость и показатели поровой структуры тяжелого бетона

№ состава	Водопоглощение, % за				Показатели поровой структуры						Морозостойкость, F
	15 мин	30 мин	1 час	24 часа	Однородность разм. пор, α	Средний размер пор, λ, (*100)	Полный объем пор, Пп	Объем открытых капиллярных пор, По	Объем условно закрытых капиллярных пор, Пз	Показатель микропористости, Пмк	
1	2.5	3.2	3.5	4.5	0.34	55.4	14.4	12.7	1.7	2.0	200
2	1.9	2.3	3.0	3.6	0.62	34.2	9.4	7.4	2.0	1.6	300
3	1.1	1.8	2.6	3.4	0.66	31.8	8.1	5.8	2.3	1.5	400
4	0.8	1.5	1.9	3.1	0.72	25.5	5.8	3.2	2.6	0.8	600

По данным таблицы 2 видно, что МХА вяжущего приводит к значительному повышению морозостойкости тяжелого бетона (до марки F600), что обуславливается понижением общей пористости на 39 %, снижением капиллярной пористости на 74.8 % и повышением доли закрытых пор на 53 %. При этом морозостойкость состава №3 повышается на 200 циклов по сравнению с контрольным составом.

Таблица 3. Испытание ЦПР на сульфатостойкость

Номер состава	Средняя плотность ЦПР, кг/м³	В/Ц	Прочность при изгибе, МПа		Прочность при сжатии, МПа		Кс
			В воде	В 5 % растворе СН	В воде	В 5 % растворе СН	
1	2343	0.50	7.03	4.78	52.2	35.5	0.68
2	2365	0.355	8.05	6.92	66.8	57.5	0.86
3	2374	0.50	7.44	6.70	67.2	60.5	0.90
4	2389	0.355	8.73	8.29	71.2	67.6	0.95

Из представленных в таблице 3 данных видно, что МХА вяжущего способствует повышению коэффициента сульфатостойкости цементного раствора на 6...39 % и, следовательно, к повышению стойкости в коррозионно-активных средах.

Для определения характера гидратных новообразований проведены рентгенофазовый анализ (РФА) и дифференциально-сканирующая калориметрия (ДСК) исследуемых образцов в возрасте 1 и 28 суток нормальновлажностного твердения. Результаты исследований представлены на рисунках 3-6.

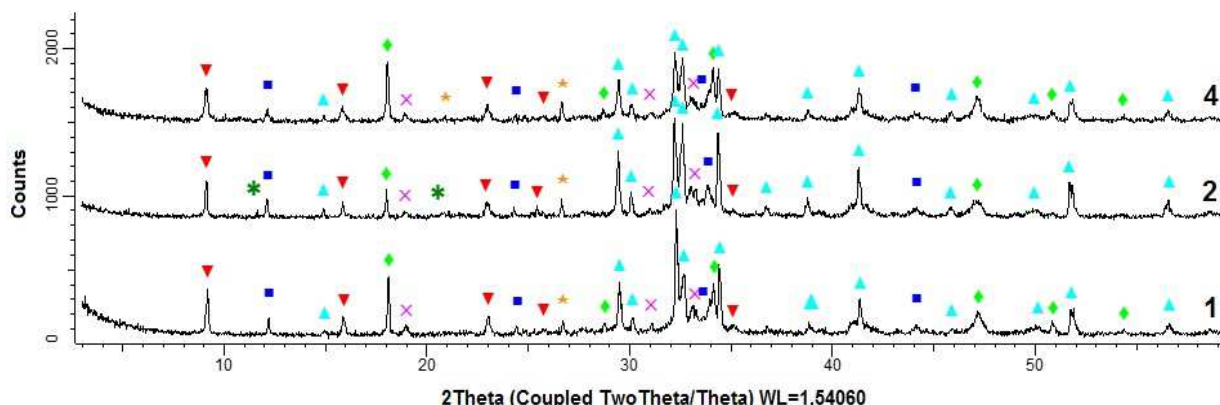
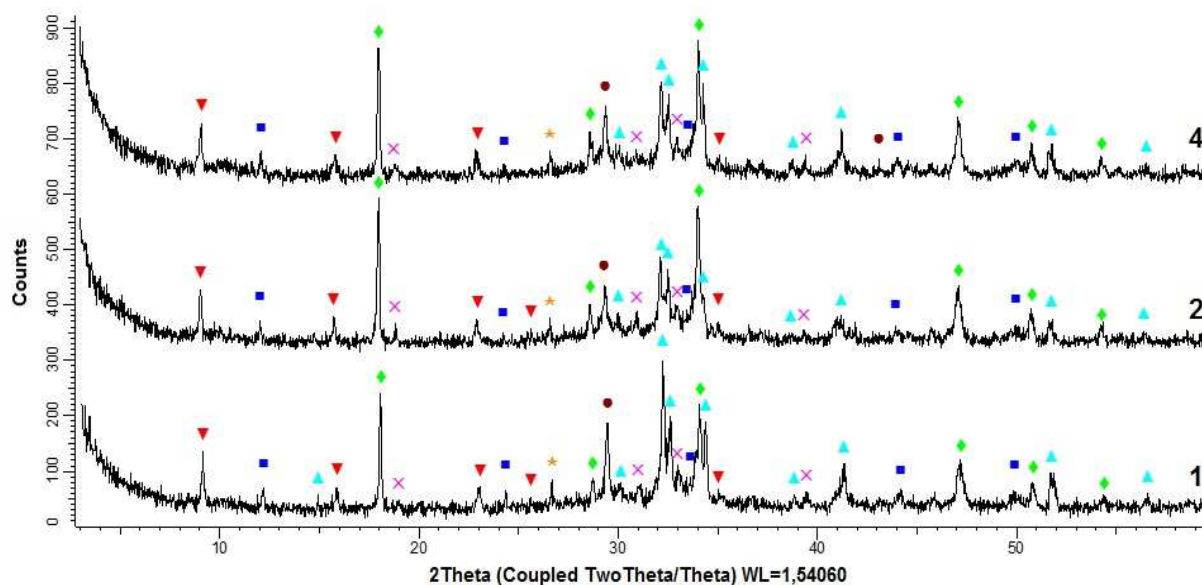


Рисунок 3. Кривые РФА образцов цементного камня в суточном возрасте. Нумерация составов



В соответствии с таблицей 1. Условные обозначения: - SiO_2 ; $\blacktriangledown$ - $\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$; $\times$ - Ca_2SiO_4 α - Ca_2SiO_4 ; $\blacktriangle$ - Ca_3SiO_5 ; $\blacklozenge$ - $\text{Ca}(\text{OH})_2$; $\blacksquare$ - $\text{Ca}_2(\text{Al}, \text{Fe}^{+3})_2\text{O}_5$; $\star$ - $\text{Ca}_2\text{SO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$

Рисунок 4. Кривые РФА образцов цементного камня в возрасте 28 суток. Нумерация составов в соответствии с таблицей 1

По данным рисунка 3 видно, что наибольшее количество этtringита ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$) образуется в составе №4, а наименьшее – в составе №1. Известно, что в насыщенном растворе $\text{Ca}(\text{OH})_2$ этtringит сначала выделяется в коллоидном тонкодисперсном состоянии, осаждаясь на поверхности частиц $3\text{CaO}-\text{Al}_2\text{O}_3$, замедляет их гидратацию и продлевает сроки схватывания цемента [29]. Это подтверждают эксперименты по определению сроков схватывания цементного теста: в составе №1 наблюдается замедление сроков схватывания по сравнению с составом №4 [30].

Наименьшее содержание исходных минералов клинкера Ca_2SiO_4 α - Ca_2SiO_4 и Ca_3SiO_5 (алита и белита) и наибольшее количество гидросиликатов кальция (CSH), свидетельствующие о более

полной гидратации цемента, наблюдаются в составе №4, что и подтверждается более высокой прочностью на сжатие исследуемого бетона.

В составе №1 и в составе №2 наблюдается примерно одинаковое количество исходных минералов клинкера, что свидетельствует о том, что гидратация цемента не замедляется в присутствии добавки Реламикс Т-2.

Повышение содержания гидроксида кальция ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), являющегося продуктом гидролиза клинкерных минералов, в составе твердеющего камня свидетельствует об ускорении гидратации цемента. Наибольшее содержание $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ярко выражено в составе №4. Количественным анализом получено, что содержание $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в составе №4 больше на 12 %, чем в составе №1, и в 2.8 раза – чем в составе №2.

На 28-е сутки гидратации исследуемых составов наблюдается увеличение содержания гидроксида кальция ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), при этом наибольшее количество гидроксида кальция наблюдается в составе №2, а наименьшее – в составе №1.

В составе №2 увеличивается содержание этtringита, что обуславливается содержанием в составе добавки Реламикс-Т2 сульфата натрия, ведущего к образованию двуводного гипса ($\text{Ca}_2\text{SO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) при гидратации с гидроксидом кальция. Также наибольшее уменьшение исходных клинкерных фаз наблюдается в составе №4: содержание Ca_3SiO_5 уменьшается в 1.66 раза, содержание Ca_2SiO_4 α - Ca_2SiO_4 – в 1.47 раза, что свидетельствует о более полной гидратации портландцемента.

На рисунках 5–6 изображены кривые дифференциально-сканирующей калориметрии. Первый эндотермический эффект наблюдается при температуре 100...105 °С и связан с удалением свободной воды, находящейся в порах и капиллярах. Второй эндотермический эффект наблюдается при температуре 450...460 °С и связан с разложением гидроксида кальция ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), при этом наибольшая величина пика наблюдается в составе №4, полученном МХА вяжущего, что свидетельствует о более высоком содержании ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) в составе продуктов гидратации. Это подтверждают данные, полученные при рентгенофазовом анализе. Третий эндотермический эффект связан с разложением карбоната кальция (CaCO_3) и наблюдается при температуре 650...670 °С. В соответствии с полученными данными содержание CaCO_3 после 1-х суток гидратации незначительно и колеблется в пределах 1...3 % от общей массы навески. На 28-е сутки гидратации наибольшее количество CaCO_3 наблюдается в контрольном составе, наименьшее – в составе №4 (на 26% меньше, чем в составе №1). Увеличение содержания CaCO_3 свидетельствует о карбонизации цементного камня, что является негативным явлением для создания композитов повышенной долговечности [31]. По данным ДСК степень гидратации цементного камня состава №1 увеличивается с 12.35 % до 15.9 %; состава №2 – с 8.7 % до 21.9 %; состава №4 – с 16.27 % до 26.9 %. При этом степень гидратации цемента состава №4 во все сроки твердения выше, чем в других составах, что обуславливает более высокие физико-механические характеристики получаемых цементных композитов.

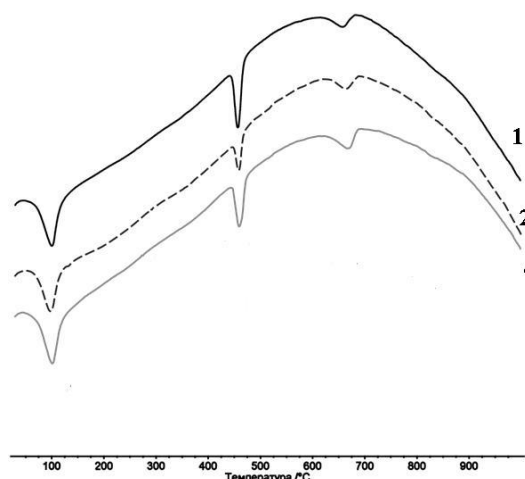


Рисунок 5. Кривые ДСК образцов в первые сутки твердения. Нумерация составов в соответствии с таблицей 1

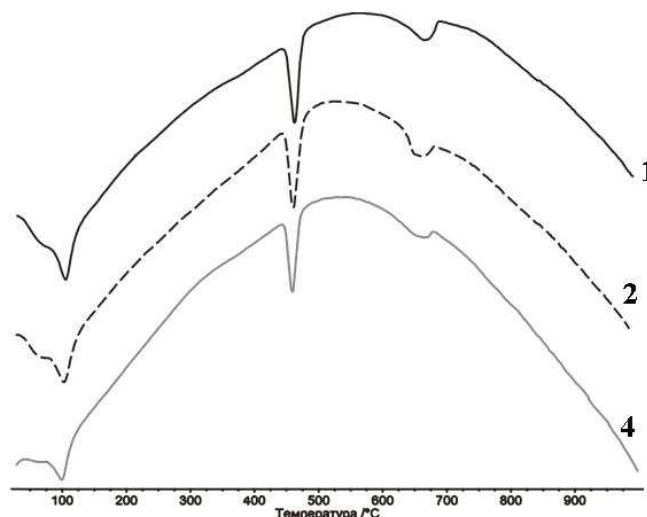


Рисунок 6. Кривые ДСК образцов в возрасте 28 суток. Нумерация составов в соответствии с таблицей 1

Выводы

1. МХА вяжущего значительно влияет на технологические свойства бетонной смеси: уменьшается водоотделение (в 11 раз) и воздухосодержание бетонной смеси (на 97 %) по сравнению с контрольным составом, увеличивается плотность (на 3 %).

2. МХА вяжущего приводит к резкому росту прочности тяжелого бетона, особенно в первые сутки твердения (на 237 %); морозостойкость тяжелого бетона увеличивается в 3 раза (до марки F600), что обусловлено понижением общей пористости на 39 %, снижением капиллярной пористости на 74.8 % и повышением доли закрытых пор на 53 %. Коэффициент сульфатостойкости ЦПР увеличивается в 1.4 раза, что свидетельствует о повышении долговечности составов, полученных при МХА вяжущего.

3. Высокие темпы твердения цементного камня в первые сутки твердения при МХА вяжущего обуславливаются повышенным содержанием этtringита, наибольшим содержанием гидросиликатов кальция и наименьшим содержанием исходных минералов клинкера. При этом в составе №4 наблюдается наибольшее содержание $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Так, в составе №4 его больше на 12 % по сравнению с составом №1, и в 2.8 раза по сравнению с составом №2.

4. На 28-е сутки твердения наибольшее уменьшение исходных клинкерных фаз портландцемента наблюдается в составе №4: содержание Ca_3SiO_5 уменьшается в 1.66 раза, содержание Ca_2SiO_4 α - Ca_2SiO_4 – в 1.47 раза, что свидетельствует о его более полной гидратации. При этом степень гидратации цемента наибольшая в составе, полученном при МХА вяжущего, и увеличивается с 16.27 % в первые сутки твердения до 26.9 % на 28-е сутки твердения.

5. Получение цементных композиций с высокими физико-механическими показателями при сниженных энерго- и ресурсозатратах является актуальной задачей в строительном производстве, особенно при сокращении времени выдержки бетона в опалубке, сокращении или вовсе отказа от ТВО, уменьшении расхода портландцемента в бетонной смеси при получении равнопрочных бетонов.

Литература

1. Fathollah S. Applied Activation Techniques on Cement-Slag Mortars and Concretes. *Activation techniques*, 2012. 301 p.
2. Совалов И.Г., Хаяутин Ю.Г. Методы активации цемента и влияние активации на свойства бетонов. М.: Изд-во литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1963. 42 с.
3. Баженов Ю.М. Технология бетона. М.: Изд-во АСВ, 2002. 500 с.
4. Прокопец В.С. Влияние механоактивационного воздействия на активность вяжущих веществ // Строительные материалы. 2003. №9. С. 28–29.

References

1. Fathollah S. Applied Activation Techniques on Cement-Slag Mortars and Concretes. *Activation techniques*, 2012. 301 p.
2. Sovolov I.G., Khayutin Yu.G. *Metody aktivatsii tsementov i vliyaniye aktivatsii na svoystva betonov* [Methods for the activation and cements activation effect on the properties of concrete]. Moscow: Izd-vo literatury po stroitelstvu, arkhitekture i stroitelnyim materialam. 1963, 42 p. (rus)
3. Bazhenov Yu.M. *Tekhnologiya betona* [Concrete Technology]. M.: izd-vo ASV. 2002. 500 p. (rus)
4. Prokopets V.S. Vliyaniye mekhanooaktivatsionnogo vozdeystviya na aktivnost vyazhushchikh veshchestv

Ибрагимов Р.А., Пименов С.И. Влияние механохимической активации на особенности процессов гидратации цемента // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С. 3-12.

5. Papadakis M. Recherches sur le malaxage a "baute turbulence" des suspensions de ciment. *Extrait de la Revue des Matériaux de construction*. 1957. No. 498. 37 p.
6. Берией И.И., Косивцев Ю.Г. Влияние турбулентной активации цементных суспензий на изменения в их структуре и прирост прочности цементного камня, раствора и бетона // Реология бетонных смесей и ее технологические задачи: тезисы докладов II Всесоюзного симпозиума по реологии. Рига, 1976. С. 104–105.
7. Найденов Ю.А., Веприяк И.А. Инновационная технология активирования бетонов, основанная на явлении кавитации // Наука XXI век. 2013. №4,
8. Justs J., Shakhmenko G., Mironovs V., Kara P. Cavitation Treatment of Nano and Micro Filler and Its Effect on the Properties of UHPC. *Ultra-High Performance concrete and nanotechnology in construction*. 2012. No. 19,
9. Kriskovaa L., Pontikesa Y., Zhanga F., Özlem Cizerb, Tom Jonesa P., Van Balenc K., Blanpain B. Influence of mechanical and chemical activation on the hydraulic properties of gamma dicalcium silicate. *Cement and Concrete Research*. 2014. Vol. 55, January. Pp. 59–68.
10. Souria A., Kazemi-Kamyabb H., Snellingsb R., Naghizadeha R., Golestani-Farda F., Scrivenerb K. Pozzolanic activity of mechanochemically and thermally activated kaolins in cement. *Cement and Concrete Research*. 2015. Vol. 77, November. Pp. 47–59.
11. Майснер Ш., Сулименко Л.М. Механохимическая активация процесса синтеза трехкальциевого силиката. М.: 1982. 12 с. Рукопись представлена Моск. хим.-технол. инст-том. ДЕП в ВИНТИ 28 янв. 1983 г., № 515. 83 с.
12. Bids V.A., sir E.A., Kutugin V.A. Physical and chemical processes in the activation of cement- sand mixture in a centrifugal mixer // *Proceedings of the universities . Physics*. 2011. №11/3. Pp. 346–349.
13. Sobolev K. Mechano-chemical modification of cement with high volumes of blast furnace slag. *Cement & Concrete Composites*. 2005. 27. Pp. 848–853.
14. Ибрагимов Р.А., Пименов С.И., Изотов В.С. Влияние механохимической активации вяжущего на свойства мелкозернистого бетона // *Инженерно-строительный журнал*. 2015. №2. С. 63–69.
15. Kumar S. [et al.] Mechanical activation of granulated blast furnace slag and its effect on the properties and structure of Portland slag cement. *Cement & Concrete Composites*. 2008. 30(8). Pp. 679–685.
16. Sekulic Z [et al.] Mechanical activation of cement with addition of fly ash. *Mater Lett*. 1999. 39(2). Pp. 115–121.
17. Sayer S.M., Dahlin A. Propagation of ultrasound through hydrating cement parts at early times // *Advance cement based materials*. 1993. №1. Pp. 12–21.
18. Kennedy D.P. *A study to determine and quantify the benefits of using power ultrasound technology in a precast concrete manufacturing environment*. Trinity College Dublin, 2012.
19. Ахвердов И.П., Шалимо М.А. Влияние вибрации и ультразвуковых колебаний на формирование структуры цементного камня // *Бетон и железобетон*. 1960. №9. С. 403–405.
20. Рыбакова М.В., Барбанягрэ В.Д. Особенности процессов твердения цементного камня при совмещении процессов помола и гидратации // *Сб. докладов 3-го Международного совещания по химии и технологии цемента*. Москва, 2009. С. 182–184.
- [Influence of mechanical activation effect on the activity of binders]. *Building materials*. 2003. No. 9. Pp. 28–29. (rus)
5. Papadakis M. Recherches sur le malaxage a "baute turbulence" des suspensions de ciment. *Extrait de la Revue des Matériaux de construction*. 1957. No. 498. 37 p.
6. Beriyey I.I., Kosivtsev Yu.G. Vliyaniye turbulentnoy aktivatsii tsementnykh suspenziy na izmeneniya v ikh strukture i prirost prochnosti tsementnogo kamnya, rastvora i betona [Influence of turbulent activation of cement slurries to changes in their structure and increase in strength of cement paste, mortar and concrete]. *Rheology of concrete mixes and its technological challenges: Tez Dokl II All-Union Symposium on rheology*. Riga, 1976. Pp.104-105. (rus)
7. Naydenov Yu.A., Vepriyayak I.A. Innovatsionnaya tekhnologiya aktivirovaniya betonov, osnovannaya na yavlenii kavitatsii [Innovative activation of concrete, based on the phenomenon of cavitation]. *Science XXI century*, 2013. No. 4. (rus)
8. J. Justs, G. Shakhmenko, V. Mironovs, P. Kara. Cavitation Treatment of Nano and Micro Filler and Its Effect on the Properties of UHPC. *Ultra-High Performance concrete and nanotechnology in construction*. 2012. No 19.
9. Kriskovaa L., Pontikesa Y., Zhanga F., Özlem Cizerb, Tom Jonesa P., Van Balenc K., Blanpain B. Influence of mechanical and chemical activation on the hydraulic properties of gamma dicalcium silicate. *Cement and Concrete Research*. 2014. Vol. 55, January. Pp. 59–68.
10. Souria A., Kazemi-Kamyabb H., Snellingsb R., Naghizadeha R., Golestani-Farda F., Scrivenerb K. Pozzolanic activity of mechanochemically and thermally activated kaolins in cement. *Cement and Concrete Research*. 2015. Vol. 77, November. Pp. 47–59.
11. Maysner Sh., Sulimenko L.M. Mekhanokhimicheskaya aktivatsiya protsesssa sinteza trekhkaltsiyevogo silikata [Mechanochemical activation of the synthesis process of tricalcium silicate]. - М.: 1982. 12 p. Manuscript submitted Mosk. Chem-primary process. inst-how. DEP VINITI January 28. 1983, № 515, 83 p. (rus)
12. Bids V.A., sir E.A., Kutugin V.A. Physical and chemical processes in the activation of cement- sand mixture in a centrifugal mixer // *Proceedings of the universities . Physics*. - 2011 - 54 T - №. 11/3 - Pp. 346-349.
13. Sobolev K. Mechano-chemical modification of cement with high volumes of blast furnace slag. *Cement & Concrete Composites*. 2005. 27. Pp. 848–853.
14. Ibragimov R.A., Pimenov S.I., Izotov V.S. Vliyaniye mekhanokhimicheskoy aktivatsii vyzhushchego na svoystva melkozernistogo betona [Effect of mechanochemical activation of binder on properties of fine-grained concrete]. *Magazine of Civil Engineering*. 2015. No. 2. Pp. 63-69. (rus)
15. Kumar S. [et al.] Mechanical activation of granulated blast furnace slag and its effect on the properties and structure of Portland slag cement. *Cement & Concrete Composites*. 2008. 30(8). Pp. 679–685.
16. Sekulic Z [et al.] Mechanical activation of cement with addition of fly ash. *Mater Lett*. 1999. 39(2). Pp. 115–121.
17. Sayer S.M., Dahlin A. Propagation of ultrasound through hydrating cement parts at early times. *Advance cement based materials*, №1, 1993, pp.12-21.
18. Kennedy D.P. *A study to determine and quantify the benefits of using power ultrasound technology in a precast concrete manufacturing environment*. Trinity College Dublin, 2012.
19. Akhverdov I.P., Shalimo M.A. Vliyaniye vibratsii i ultrazvukovykh kolebaniy na formirovaniye struktury

Ibragimov R.A., Pimenov S.I. Vliyanie mekhanokhimicheskoy aktivatsii na osobennosti processov gidratatsii cementa [Influence of mechanochemical activation on the features in the of hydration of cement]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 3-12. doi: 10.5862/MCE.62.1

21. Плотников В.В. Повышение эффективности механохимической активации цементных композиций в жидкой среде: дисс. ... д-ра техн. наук. М., 2000. 427 с.
22. Weibel M., Mishra R.K. Comprehensive understanding of grinding aids. *ZKG*. 2014. No. 6. Pp. 28–39.
23. Masoero E., Thomas J.J., Jennings H.M. A reaction zone hypothesis for the effects of particle size and water-to-cement ratio on the early hydration kinetics of C3S. *J. Am. Ceram. Soc.* 2014. 97. Pp. 967–975.
24. Juhasz A.Z., Opoczky L. *Mechanical activation of minerals by grinding pulverizing and morphology of particles*. Akadémiai Kiadó; 1990. 234 p.
25. Katsioti M. [et al.] Characterization of various cement grinding aids and their impact on grindability and cement performance. *Constr Build Mater.* 2009. 23(5). Pp. 1954–1959.
26. Плотников В.В., Кривобородов Ю.Р. Активация цемента путем гидроволнового диспергирования // Цемент. 1989. №1. С. 20–21.
27. Lu D., Wei S. Effect of grinding aids on producing ultrafine particles. *Adv Powder Technol.* 1992. 3(1). Pp. 47–53.
28. Пат. №2559236 Российская Федерация, С1 С04В 40/00 С04В 28/04 С04В 24/00. Способ приготовления бетонной смеси / Изотов В.С., Ибрагимов Р.А., Пименов С.И., Галиуллин Р.Р. Опубл. 10.08.2015. Бюл. №22. 5 с.
29. Taylor H.F.W. *Cement Chemistry*. Academic Press. London (u.a.). 1964.
30. Пименов С.И., Ибрагимов Р.А. Влияние суперпластифицирующей добавки на процессы гидратации цемента и кинетику твердения тяжелого бетона при механохимической активации вяжущего // Сборник докладов V Международного семинара-конкурса молодых ученых и аспирантов работающих в области вяжущих веществ, бетонов и сухих смесей. Санкт-Петербург: АлитИнформ, 2015. С. 119–127.
31. Tasong W.A., Cripps J.C., Lynsdale C.J. Aggregate-cement chemical interactions. *Cement and Concrete Research*. 1998. T. 28. No. 7. Pp. 1037–1048.
20. M.V. Rybakova, V.D. Barbanyagre. Osobennosti protsessov tverdeniya tsementnogo kamnya pri sovmeshchenii protsessov pomola i gidratatsii [Features of processes of hardening cement paste at overlapping processes of grinding and hydration]. *Coll. Reports of the 3rd International Meeting on the chemistry and technology of cement*. Moscow, 2009, Pp. 182 – 184. (rus)
21. Plotnikov V.V. *Povysheniye effektivnosti mekhanokhimicheskoy aktivatsii tsementnykh kompozitsiy v zhidkoy srede* [Improving the efficiency of mechanical activation of cement compositions in a liquid medium]. Doctoral theses. Moscow, 2000, 427 p. (rus)
22. Weibel M., Mishra R.K. Comprehensive understanding of grinding aids. *ZKG*. 2014. No. 6. Pp. 28–39.
23. Masoero E., Thomas J.J., Jennings H.M. A reaction zone hypothesis for the effects of particle size and water-to-cement ratio on the early hydration kinetics of C3S. *J. Am. Ceram. Soc.* 2014. 97. Pp. 967–975.
24. Juhasz A.Z., Opoczky L. *Mechanical activation of minerals by grinding pulverizing and morphology of particles*. Akadémiai Kiadó; 1990. 234 p.
25. Katsioti M. [et al.] Characterization of various cement grinding aids and their impact on grindability and cement performance. *Constr Build Mater.* 2009. 23(5). Pp. 1954–1959.
26. Plotnikov V.V., Krivoborodov Y.R. Aktivatsiya cementa putem gidrovolnovogo dispergirovaniya [Activation by gidrowave cement dispersion]. *Cement*, 1989. No. 1. Pp. 20-21. (rus)
27. Lu D., Wei S. Effect of grinding aids on producing ultrafine particles. *Adv Powder Technol.* 1992. 3(1). Pp. 47–53.
28. Izotov V.S., Ibragimov R.A., Pimenov S.I., Galiullin R.R. *Patent №2559236 Russia, S1 S04V 40/00 S04V 28/04 S04V 24/00. Sposob prigotovleniya betonnoy smesi* [method of preparing a concrete mix] (rus)
29. Taylor H.F.W. *Cement Chemistry*. Academic Press. London (u.a.). 1964.
30. Pimenov S.I., Ibragimov R.A. Vliyaniye superplastifitsiruyushchey dobavki na protsessy gidratatsii tsementa i kinetiku tverdeniya tyazhelogo betona pri mekhanokhimicheskoy aktivatsii vyazhushchego [Influence super plasticizer to cement hydration process and hardening kinetics of heavy concrete in the mechanical activation binder]. *Proceedings of the V International Workshop contest for young scientists and graduate students working in the field of binders, concrete and dry mixes*. St. Petersburg: "AlitInform", 2015. Pp.119-127. (rus)
31. Tasong W.A., Cripps J.C., Lynsdale C.J. Aggregate-cement chemical interactions. *Cement and Concrete Research*. 1998. T. 28. No. 7. Pp. 1037–1048.

Руслан Абдирашитович Ибрагимов,
+7(843)510-47-31; эл. почта:
rusmag007@yandex.ru
Сергей Иванович Пименов,
+7(937)0056711; эл. почта: 3.14manon@mail.ru

Ruslan Ibragimov,
+7(843)510-47-31; rusmag007@yandex.ru

Sergey Pimenov,
+7(937)0056711; 3.14manon@mail.ru

© Ибрагимов Р. А., Пименов С. И., 2016

doi: 10.5862/MCE.62.2

Экспериментально-статистические модели свойств модифицированных дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов

Experimental-statistical models of properties of modified fiber- reinforced fine-grained concretes

**Д-р техн. наук, профессор Т.А. Низина,
аспирант А.С. Балыков,**

*Мордовский государственный университет
им. Н.П. Огарёва, г. Саранск, Россия*

**T.A. Nizina,
A.S. Balykov,**

*Ogarev Mordovia State University, Saransk,
Russia*

Ключевые слова: экспериментально-статистические модели; модифицирующие добавки; дисперсные волокна; дисперсно-армированный мелкозернистый бетон; физико-механические характеристики

Key words: experimental-statistical models; modifying additives; dispersible fibers; fiber-reinforced fine-grained concrete; physico-mechanical characteristics

Аннотация. Приведены результаты исследования физико-механических характеристик дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов с полифункциональными модифицирующими добавками. Изложена методика построения экспериментально-статистических моделей «модифицирующие добавки, дисперсные волокна – свойство» для исследования плотности в нормальных влажностных условиях, предела прочности при сжатии и на растяжение при изгибе цементных композитов. Графическое отображение применяемой полиномиальной системы для каждой характеристики представляло собой вторичную модель из 7 треугольных диаграмм Гиббса – Розебома, построенных с применением программы Statistica 10.0.1011 и фиксируемых в 7 точках несущего треугольника с изолиниями максимумов исследуемых свойств. По итогам экспериментального исследования выбраны оптимальные комплексы добавок и дисперсных волокон с целью повышения исследуемых характеристик цементных композитов.

Abstract. The given papers present the results of the investigation of physico-mechanical characteristics of fiber-reinforced fine-grained concretes with polyfunctional modifying additives. The methodology of the construction of experimental-statistical models «modifying additives, dispersible fibers – property» to study density at normal humidity conditions, the limit of compressive strength and the limit of tensile strength in bending cement composites is stated. The graphic reflection of the applied polynomial system for every description was a secondary model from seven triangular Gibbs-Roseboom's diagrams built with the use of the program Statistica 10.0.1011 and fixed at seven points of a bearing triangle with the isolines of maximums of the investigated properties. According to the results of our experimental study, the most optimal complexes additives and dispersed fibers to increase the investigated characteristics of cement composites have been selected.

Введение

Создание в середине XIX века цементного бетона дало толчок стремительному развитию строительной отрасли, что обусловлено многогранностью его применения как строительного материала. За последние 60 лет цементные бетоны общестроительного назначения прошли несколько этапов своего развития, начиная от малокомпонентной рецептуры (цемент, песок, щебень, вода) с добавлением пластификатора: сульфитно-дрожжевой бражки, сульфитно-спиртовой барды, лигносульфатов; позднее стали применяться более эффективные пластификаторы – суперпластификаторы первого поколения на нафталиновой и меламиновой основах. Затем рецептура усложнилась до 6–7 и более компонентной с введением супер- и гиперпластификаторов второго поколения на карбоксилатной основе и дисперсных наполнителей: пуццоланического микрокремнезема, кислой золы, микрокварца, каменной муки (базальтовой, гранитной и др.) [1–7].

Nizina T.A., Balukov A.S. Eksperimentalno-statisticheskie modeli svoystv modificirovannyh dispersno-armirovannyh melkozernistykh betonov [Experimental-statistical models of properties of modified fiber-reinforced fine-grained concretes]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 13-25. doi: 10.5862/MCE.62.2

Увеличение числа компонентов и, соответственно, рост общего количества рецептурно-технологических факторов цементных композиций приводит к возникновению такого понятия как «проклятие размерности» [8]. Для его преодоления должно быть проведено значительное число исследований физико-механических, эксплуатационных и технологических свойств материала (учитывая и экономическую составляющую процесса), причем координаты оптимумов исследуемых характеристик качества системы часто не совпадают. Решение таких сложных многокритериальных задач возможно только при комплексной реализации рациональных физических и вычислительных экспериментов, применении информативных и содержательных экспериментально-статистических моделей, позволяющих принимать компромиссные решения при их оптимизации.

Литературный обзор

Активация бетонов различного рода модификаторами за счет тонкодисперсных наполнителей широко использовалась ещё в полиструктурной теории, разработанной В.И. Соломатовым и его школой (1985–2000 гг.), которая предусматривала замену до 20...50 % портландцемента минеральными наполнителями для экономии его в составах бетонов [9–11]. Но целью данной модификации являлось не кардинальное изменение реологии бетонных смесей с суперпластификаторами, а снижение расхода цемента.

В настоящее время существует обширная номенклатура модификаторов; многие из них являются специфичными, то есть оказывают избирательное воздействие на одни характеристики бетона, мало или вообще не изменяя другие. Поэтому актуальным направлением в получении высококачественных цементных композитов, имеющих более широкий спектр применения, является использование комплексных модификаторов, состоящих из индивидуальных добавок различного функционального назначения. Полифункциональность и многокомпонентность применяемых модификаторов позволяет эффективно управлять процессами структурообразования на различных этапах приготовления бетона и получать композиты с высокими эксплуатационными свойствами. Таким образом, технологические свойства бетонной смеси и эксплуатационные свойства затвердевшего бетона обеспечиваются высокими функциональными свойствами самих компонентов и их комбинацией [1, 12].

Современные высококачественные бетоны объединяют широкий спектр композитов различного функционального назначения. Среди них можно выделить высокопрочные и ультравысокопрочные бетоны [13–16], самоуплотняющиеся бетоны (SVB, SCC) [17, 18], самонивелирующиеся (SLS), высококоррозионностойкие бетоны [19], реакционно-порошковые бетоны, в том числе и дисперсно-армированные бетоны (Reaktionspulver beton – RPB или Reactive Powder Concrete – RPC) [20–22]. Данные виды бетонов обладают улучшенными физико-механическими характеристиками, в частности высокой прочностью при сжатии и на растяжение при изгибе, трещиностойкостью, коррозионной стойкостью и т.д.

Базой для создания и совершенствования высококачественных порошковых бетонов стали исследования Ш.Т. Бабаева, А.А. Комара [23], Ю.М. Баженова [1, 2, 24], В.Г. Батракова [25] и других ученых, а также создание в России композиционных вяжущих низкой водопотребности (ВНВ). Большой вклад в развитие порошково-активированных бетонов нового поколения на цементных и минерально-шлаковых (геосинтетических) вяжущих внес В.И. Калашников и его научная школа [3–7, 26–28]. Им было предложено оценивать эффективность применения бетонов нового поколения не по показателю прочности, а по удельному расходу цемента на единицу прочности (при сжатии, растяжении и т.д.), который снизился по сравнению с бетонами старого поколения для предела прочности при сжатии с 10...14 кг/МПа до 2,5...5 кг/МПа.

Многочисленные исследования показывают, что получению высококачественных бетонов способствовали революционный прогресс в области пластифицирования бетонных и растворных смесей в виде создания суперпластификаторов и гиперпластификаторов на поликарбоксилатной, полиакрилатной и полигликолиевой основе [17, 18], а также появление более активных пуццоланических добавок с высоким содержанием наночастиц верхнего нанометрического уровня (100...300 нм): микрокремнеземов, дегидратированных каолинов и высокодисперсных зол [17, 20]. В результате этого появилась возможность получать сверхтекучие цементно-минеральные дисперсные системы [1].

Кроме высокоактивных пуццоланических добавок в технологии бетонов всё большее распространение и применение в нашей стране получают модификаторы гидроизоляционного типа, в частности система материалов «Пенетрон» одноименного завода гидроизоляционных

материалов (г. Екатеринбург), в том числе и добавка в бетонную смесь «Пенетрон Адмикс», дающая возможность повысить прочность, водонепроницаемость и морозостойкость бетона, стойкость к воздействию агрессивных химических и биологических сред. «Пенетрон Адмикс» действует на основе трех принципов: реакции в твердом состоянии, броуновского движения и силы поверхностного натяжения жидкостей. Результатом применения данной добавки является заполнение пор, капилляров и микротрещин цементных композитов нерастворимыми химически стойкими кристаллами [29].

Таким образом, стремительные темпы роста выпуска высококачественных бетонов в настоящее время становятся объективной реальностью, обусловленной значительной экономией материальных и энергетических ресурсов. Однако использованию таких бетонов сопутствует ряд трудностей и рисков, к которым можно отнести:

- недостаточную прочность мелкозернистых бетонов на растяжение при изгибе (рост данной характеристики отстает от роста прочности при сжатии);
- недостаточную трещиностойкость высокопрочных бетонов;
- повышенный расход цемента при изготовлении высокопрочных бетонов, приводящий к повышению усадочных деформаций и внутренних напряжений, накоплению микродефектов, увеличивающих опасность хрупкого разрушения конструкций.

Для устранения перечисленных выше недостатков целесообразно использование дисперсного армирования бетонов фиброй разных типов, что позволяет получить цементные композиты, обладающие вязким характером разрушения [1, 30, 31]. Большое влияние на эффективность дисперсного армирования оказывает прочность контактной зоны цементного камня и волокна; при этом отрицательным фактором служит наличие крупного заполнителя, препятствующего равномерному распределению волокон в матрице бетона и созданию пространственного каркаса дисперсной арматуры. Так, например, в работах Ю.М. Баженова [1, 2] определена способность фибры сдерживать развитие волосных трещин при расстоянии между отдельными армирующими волокнами не более 10...12 мм (максимальная крупность заполнителя, которую не следует превышать). Мелкозернистая структура цементных композитов обладает рядом достоинств, среди которых можно выделить возможность создания тонкодисперсной однородной высококачественной структуры без включений зерен крупного заполнителя, имеющих иное строение по отношению к цементно-песчаной матрице; высокую тиксотропию и способность к трансформации бетонной смеси; возможность формирования конструкций и изделий методом литья, экструзии, прессования, штампования, набрызга и др. [1].

В бетонах присутствуют трещины различных масштабных уровней – от субмикро- (уровень структуры цементного камня) до макромасштабного уровня (уровень структуры конгломератного типа – бетон с крупным заполнителем). В работе [32] показано, что процесс разрушения структуры цементного композита под действием силовых факторов зарождается на микроуровне как локальный акт продвижения первичной микротрещины до точки бифуркации, которая является дефектом структуры в виде зерна наполнителя или поры, при этом в устье трещины происходит сброс критической плотности энергии. Таким образом, процесс разрушения образца складывается из локальных актов разрушения на микромасштабном уровне и имеет дискретный характер, а целесообразность применения дисперсного армирования диктуется фрактальной иерархией процесса трещинообразования.

На сегодняшний день актуальным направлением является применение многоуровневого армирования, исходящего из гипотезы о конгруэнтности (соразмерности, соответствия) армирующих элементов «блокируемым» трещинам соответствующего уровня структуры (микро-, мезо-, макро-) – цементирующего вещества (новообразований), цементного микробетона, мелкозернистого бетона [33, 34]. При этом армирующими элементами на макромасштабном уровне могут выступать волокна, а на микромасштабном уровне – высокодисперсные минеральные наполнители, которые вводятся в бетонную смесь совместно с цементом [1].

В настоящее время передовым опытом можно считать введение в состав бетона наночастиц-инициаторов (астраленов, фуллеренов, фуллероидов и т.д.), позволяющих направленно использовать процесс самоформирования цементного камня. Интересным технологическим направлением использования структурирующих наноинициаторов бетонных смесей является предварительное их нанесение на твердые носители [35, 36], при этом параллельно решается задача «последовательного разбавления», необходимого для равномерного распределения крайне

малого количества необходимых наноинициаторов по объему бетонной смеси. Одним из наиболее перспективных носителей являются высокомодульные микроволокна, среди которых всё больший интерес представляет применение промышленных отходов базальтовой фибры, производимой из расплава базальтовых пород. При совместном применении фибр и наноинициаторов каждое отдельное волокно в процессе созревания бетона «разрастается» в преимущественном направлении его расположения, тем самым усиливая эффекты дисперсного армирования [35, 36].

При разработке композиционных материалов для обеспечения требуемого комплекса свойств необходимы определенные количественные соотношения между показателями качества материала, параметрами его структуры, рецептурно-технологическими и эксплуатационными факторами. Решение данных задач осуществляется в основном с помощью получаемых по экспериментальным данным моделей разных типов, среди которых благодаря развитию компьютерных технологий и математической теории эксперимента широко используются многофакторные полиномиальные модели.

В физической химии, в металловедении и других химико-технологических науках в качестве стандартных инструментов исследований широко применяются симплексы (выпуклые многогранники, не имеющие диагональных сечений): прямая, треугольник, тетраэдр, пентатоп и др. [37, 39]. Для наглядного представления изменения исследуемых характеристик материалов при варьировании в составах трех факторов предпочтительным является использование правильного треугольника как базы трехкомпонентных диаграмм, позволяющего выразить точно, графическим путем, не только качественно, но и количественно взаимные отношения и свойства. Наглядность треугольника послужила основанием для выбора его Гиббсом (по соотношению отрезков) и Розебомом (по соотношению высот) в качестве поля для отображения отношений связей между трехкомпонентным составом и термодинамическими константами вещества.

Для получения специального класса экспериментально-статистических моделей для описания систем «смесь I, смесь II, технология – свойства» Т.В. Ляшенко был предложен принципиально новый подход, дающий возможность перехода от раздельного анализа диаграмм «химико-минералогический состав – свойство» и «зерновой состав – свойство» наполненных полимерных композиций к объединенному [37]. Согласно предлагаемой методике, системы «смесь I, смесь II, технология – свойства» (MIMIIQT; «mixture, technology, quality») при фиксировании одной или двух групп переменных переходят в системы «смесь I, смесь II – свойства» (MIMIIQ) и «смесь (состав) – свойства» (MQ).

Постановка задачи и описание исследования

Основная цель данной работы состояла в построении и анализе экспериментально-статистических моделей «модифицирующие добавки, дисперсные волокна – свойство» следующих физико-механических характеристик, модифицированных дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов: плотность в нормальных влажностных условиях (ГОСТ 12730.1-78), прочность при сжатии (ГОСТ 310.4) и на растяжение при изгибе (ГОСТ 310.4) в возрасте 28 суток.

В ходе экспериментального исследования изготавливались серии из 8 образцов-призм 40х40х160 мм с использованием портландцемента класса ЦЕМ I 42,5Б производства ОАО «Мордовцемент»; в качестве мелкозернистого заполнителя применялся речной песок с размером зерна менее 5 мм, добываемый в поселке Смольный Ичалковского района Республики Мордовия, доля которого составляла 65 % от массы твердой фазы фибробетонной смеси. Для снижения водоцементного отношения, обеспечения водоредуцирующего и пластифицирующего эффектов был использован высококачественный суперпластификатор Melflux 1641 F производства BASF Constraction Polymers (Trostberg, Германия), вводимый в количестве 0.5 % от массы вяжущего.

Многоуровневое дисперсное армирование бетонов обеспечивалось раздельным или комплексным введением трех видов фибр ($0 \leq w_i \leq 1$; $\sum w_i = 1$; $i = 1, 2, 3$):

- 1) полипропиленовое мультифиламентное волокно с длиной резки 12 мм, диаметром 25...35 мкм, плотностью 0,91 г/см³ (w_1 , ППН);
- 2) полиакрилонитрильное синтетическое волокно специальной обработки для бетонов FibARM Fiber WB с длиной резки 12 мм, диаметром 14...31 мкм, плотностью 1.17 ± 0.03 г/см³ (w_2 , ПАН);

Низина Т.А., Балыков А.С. Экспериментально-статистические модели свойств модифицированных дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С.13-26.

3) модифицированная астраленами базальтовая микрофибра под фирменным названием «Астрофлекс-МБМ» длиной 100... 500 мкм, средним диаметром 8...10 мкм, насыпной плотностью 800 кг/м³, с содержанием астраленов 0.0001...0.01 % от массы фибры (w_3 , МБМ).

В качестве активных минеральных пуццоланических модификаторов использовались ($0 \leq v_i \leq 1$; $\sum v_i = 1$; $i = 1, 2, 3$):

1) микрокремнезем конденсированный уплотненный (МКУ-85) производства ОАО «Кузнецкие ферросплавы» (v_1 , МКУ), ТУ 5743–048–02495332–96;

2) высокоактивный метакаолин белый производства ООО «Мета-Д» (v_2 , ВМК), ТУ 572901–001–65767184–2010;

3) гидроизоляционная добавка в бетонную смесь «Пенетрон Адмикс» (v_3 , Адмикс).

Технология приготовления дисперсно-армированной бетонной смеси включала несколько этапов. На первом этапе осуществлялось введение и перемешивание в сухом состоянии требуемого количества вяжущего, заполнителя и модифицирующих добавок; на втором – вводились дисперсные волокна с первой порцией воды ($B/C = 0.2$); на третьем – производилась корректировка составов водой для получения равноподвижных составов. Данная ступенчатая схема приготовления дисперсно-армированной бетонной смеси позволила избежать комкования волокон при перемешивании, тем самым позволив максимально использовать преимущества дисперсного армирования цементных композитов.

В результате эксперимента был использован насыщенный D-оптимальный план, содержащий 15 опытных точек [37]. Уровни варьирования исследуемых факторов в кодированных величинах и их численные значения представлены в таблице 1.

Таблица 1. Уровни варьирования факторов эксперимента

Варьируемые факторы			Уровни варьирования			
			0	0.333	0.5	1
Вид добавки	v_1	МКУ, % от массы цемента	0	6.667	10	20
	v_2	ВМК, % от массы цемента	0	2	3	6
	v_3	Адмикс, % от массы цемента	0	0.5	0.75	1.5
Вид фибры	w_1	ППН, % от массы цемента	0	0.333	0.5	1
	w_2	ПАН, % от массы цемента	0	0.5	0.75	1.5
	w_3	МБМ, % от массы цемента	0	1.667	2.5	5

Экспериментально-статистические модели зависимости исследуемых физико-механических показателей качества мелкозернистых фибробетонов от его наполнителей в виде модифицирующих добавок (смесь I) и дисперсных волокон (смесь II) задавались в виде приведенного полинома MIMIIQ «смесь I, смесь II – свойство» вида [39]:

$$\begin{aligned} \hat{y} = & b_{12} \cdot v_1 \cdot v_2 + b_{13} \cdot v_1 \cdot v_3 + b_{23} \cdot v_2 \cdot v_3 + d_{12} \cdot w_1 \cdot w_2 + d_{13} \cdot w_1 \cdot w_3 + \\ & + d_{23} \cdot w_2 \cdot w_3 + k_{11} \cdot v_1 \cdot w_1 + k_{21} \cdot v_2 \cdot w_1 + k_{31} \cdot v_3 \cdot w_1 + k_{12} \cdot v_1 \cdot w_2 + \\ & + k_{22} \cdot v_2 \cdot w_2 + k_{32} \cdot v_3 \cdot w_2 + k_{13} \cdot v_1 \cdot w_3 + k_{23} \cdot v_2 \cdot w_3 + k_{33} \cdot v_3 \cdot w_3. \end{aligned} \quad (1)$$

Данный полином (1) представляет собой многочлен второй степени относительно трех линейно связанных факторов v_i , задающих смесь I – модифицирующие добавки, и трех линейно связанных факторов w_i , задающих смесь II – дисперсные волокна. Коэффициенты многочлена имеют четкий физический смысл [37]: каждый из девяти коэффициентов k_{ij} в модели (1) численно равен величине свойства композита $\hat{y}$, наполненного одной парой основных мононаполнителей (модификатор + фибра); коэффициенты b_{ij} и d_{ij} оценивают нелинейность (синергизм или

Nizina T.A., Balukov A.S. Eksperimentalno-statisticheskie modeli svoystv modificirovannykh dispersno-armirovannykh melkozernistykh betonov [Experimental-statistical models of properties of modified fiber-reinforced fine-grained concretes]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 13-25. doi: 10.5862/MCE.62.2

антагонизм по отношению к данному свойству) влияния смешивания двух модификаторов (b_{ij}) или фибр (d_{ij}).

Перед решением задач по данным моделям выполнялся их полный статистический регрессионный анализ методом наименьших квадратов. Все этапы регрессионного анализа, а в конечном итоге и вычисление коэффициентов полинома (1) проводились с применением компьютерных технологий в виде разработанной оболочки в программе Microsoft Excel. В результате статистической обработки полиномиальных моделей были получены коэффициенты уравнений регрессии, отражающих связь между исследуемыми свойствами композитов и содержанием варьируемых факторов.

Из модели $\hat{y}(v_1, v_2, v_3; w_1, w_2, w_3)$ (M_IM_{II}Q) получают два вида моделей «смесь I (модифицирующие добавки) – свойство» ($\hat{y}(v_1, v_2, v_3); M_I Q$) и «смесь II (дисперсные волокна) – свойство» ($\hat{y}(w_1, w_2, w_3); M_{II} Q$) при фиксировании соответствующей группы рецептурных факторов, при этом для каждого типа моделей и каждой исследуемой физико-механической характеристики построено по 7 треугольных диаграмм Гиббса – Розебома в виде двумерных карт линий уровня (рис. 1–3) с использованием программы Statistica 10.0.1011.

Для дальнейшего анализа влияния наполнителей на свойства цементных композитов вводился обобщающий показатель – числовая характеристика поля свойства в виде абсолютного значения исследуемого показателя, соответствующего ее максимуму $\hat{y}_{\max}$. Для этого были синтезированы 2 плана эксперимента, содержащие по 7 точек каждый (табл. 2). ЭС-модели вида «смесь I – максимум свойства» ($\hat{y}_{\max}(v_1, v_2, v_3); M_I Q_{\max}$) и «смесь II – максимум свойства» ($\hat{y}_{\max}(w_1, w_2, w_3); M_{II} Q_{\max}$), отражающие связь между варьируемыми факторами и максимумами исследуемых свойств, представляют собой полиномиальные уравнения (2) и (3):

$$\hat{y}_{\max} = b_1 \cdot v_1 + b_2 \cdot v_2 + b_3 \cdot v_3 + d_{12} \cdot v_1 \cdot v_2 + d_{13} \cdot v_1 \cdot v_3 + d_{23} \cdot v_2 \cdot v_3 + k_{123} \cdot v_1 \cdot v_2 \cdot v_3; \quad (2)$$

$$\hat{y}_{\max} = b_1 \cdot w_1 + b_2 \cdot w_2 + b_3 \cdot w_3 + d_{12} \cdot w_1 \cdot w_2 + d_{13} \cdot w_1 \cdot w_3 + d_{23} \cdot w_2 \cdot w_3 + k_{123} \cdot w_1 \cdot w_2 \cdot w_3. \quad (3)$$

В результате регрессионного анализа ЭС-моделей (2) и (3) были получены коэффициенты соответствующих уравнений (табл. 3).

Используя данные таблицы 3, с помощью программы Statistica 10.0.1011 для полиномов (2) и (3) построены по две треугольные диаграммы Гиббса-Розебома для каждой исследуемой характеристики, отображающие соответствующие системы $\hat{y}_{\max}(v_1, v_2, v_3)$ и $\hat{y}_{\max}(w_1, w_2, w_3)$.

Таблица 2. Планы экспериментального исследования максимумов свойств

№ состава	Варьируемые факторы в кодированных величинах					
	Вид добавки			Вид фибры (волокна)		
	v_1 (МКУ)	v_2 (ВМК)	v_3 (Адмикс)	w_1 (ППН)	w_2 (ПАН)	w_3 (МБМ)
1	1	0	0	1	0	0
2	0	1	0	0	1	0
3	0	0	1	0	0	1
4	0.5	0.5	0	0.5	0.5	0
5	0.5	0	0.5	0.5	0	0.5
6	0	0.5	0.5	0	0.5	0.5
7	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333

Таблица 3. Числовые значения коэффициентов регрессий (2) и (3)

Члены уравнений регрессии	Числовые значения коэффициентов регрессии для исследуемого свойства композита		
	плотность, кг/м ³	предел прочности на растяжение при изгибе, МПа	предел прочности при сжатии, МПа
v_1 / w_1	2060,8 / 2139,5	5,35 / 4,73	34,73 / 36,32
v_2 / w_2	2220,5 / 2237,7	6,49 / 5,88	53,36 / 53,36
v_3 / w_3	2268,9 / 2210,5	5,73 / 5,59	45,60 / 42,26
$v_1 \cdot v_2 / w_1 \cdot w_2$	-240,7 / -29,03	0,068 / 0,778	3,85 / 13,70
$v_1 \cdot v_3 / w_1 \cdot w_3$	163,4 / -140,4	-3,86 / 0,106	-26,08 / 21,11
$v_2 \cdot v_3 / w_2 \cdot w_3$	5,63 / 179,4	-1,02 / 3,03	-10,94 / 11,09
$v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 / w_1 \cdot w_2 \cdot w_3$	0 / 45,57	0,87 / -2,47	13,20 / 8,10

На заключительном этапе эксперимента методами компьютерной графики для каждой исследуемой физико-механической характеристики производился синтез вторичных моделей с целью анализа влияния модифицирующих добавок (v_i) на обобщающий показатель $\hat{y}_{\max}$, отражающий роль дисперсного армирования (w_i), и наоборот, влияния дисперсных волокон (w_i) на тот же обобщающий показатель $\hat{y}_{\max}$, характеризующий роль полифункционального модифицирования (v_i). Для отображения изменяющихся трехкомпонентных диаграмм «модифицирующие добавки – свойство» и «дисперсные волокна – свойство» целесообразно использовать [37] их дискретный набор на треугольнике «дисперсные волокна – максимум свойства» и «модифицирующие добавки – максимум свойства» соответственно, при этом вторичные модели $\hat{y}_{\max(w)}(v)$ и $\hat{y}_{\max(v)}(w)$ отображаются в виде треугольника, «скользящего» по несущему треугольнику и фиксируемого в 7 точках-центроидах (3 угла + 3 середины сторон + центр тяжести). В качестве основных информационных элементов для анализа исследуемых свойств были приняты вторичные модели $\hat{y}_{\max(w)}(v)$, представленные на рисунках 1–3. Обозначения и уровни варьирования параметров приведены в таблице 1.

Результаты исследования

Проведенный анализ ЭС-моделей «модифицирующие добавки, дисперсные волокна – плотность» показал, что увеличение содержания ВМК, а в ещё большей степени добавки Адмикс в общей массе применяемых модификаторов позволило получить цементные композиты с наибольшей плотностью (рис. 1), причем максимальные результаты были достигнуты при равном соотношении ПАН-фибры и МБМ (по 50 %). Напротив, повышение доли микрокремнезема и полипропиленовой фибры приводит к снижению плотности фибробетонов. Самая низкая плотность зафиксирована у цементных композитов, модифицированных добавкой микрокремнезема ($v_1 = 1$) и дисперсно армированных комплексом волокон «ППН+МБМ» при долях фибр, близких к равным ($w_1 = w_3 = 0,5$).

Более высокие значения плотности мелкозернистого бетона, модифицированного гидроизоляционной добавкой «Пенетрон Адмикс» (состоящей, в основном, из монокальциевого алюмината $\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$, диалюмината кальция $\text{CaO} \cdot 2\text{Al}_2\text{O}_3$, полугидрата гипса $\text{CaSO}_4 \cdot 0,5\text{H}_2\text{O}$, клинкерных минералов C_3S и C_2A , а также $\text{Ca}(\text{OH})_2$), с нашей точки зрения, можно объяснить следующим образом. При гидратации цемента, а также в результате реакций между компонентами данной добавки и ионными комплексами кальция и алюминия, оксидами и солями металлов, содержащимися в цементном камне, появляются новообразования в виде гидросиликатов кальция тоберморитоподобной структуры, а также гидросульфаталюминатов кальция состава $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$ (эттрингит) или $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ и гидрокарбоалюминатов кальция состава $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaCO}_3 \cdot 11\text{H}_2\text{O}$ в незначительных количествах [40]. Данные

Nizina T.A., Balukov A.S. Eksperimentalno-statisticheskie modeli svoystv modificirovannyh dispersno-armirovannyh melkozernistykh betonov [Experimental-statistical models of properties of modified fiber-reinforced fine-grained concretes]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 13-25. doi: 10.5862/MCE.62.2

нерастворимые кристаллические новообразования, располагаясь в порах и дефектах цементного камня, уплотняют его структуру.

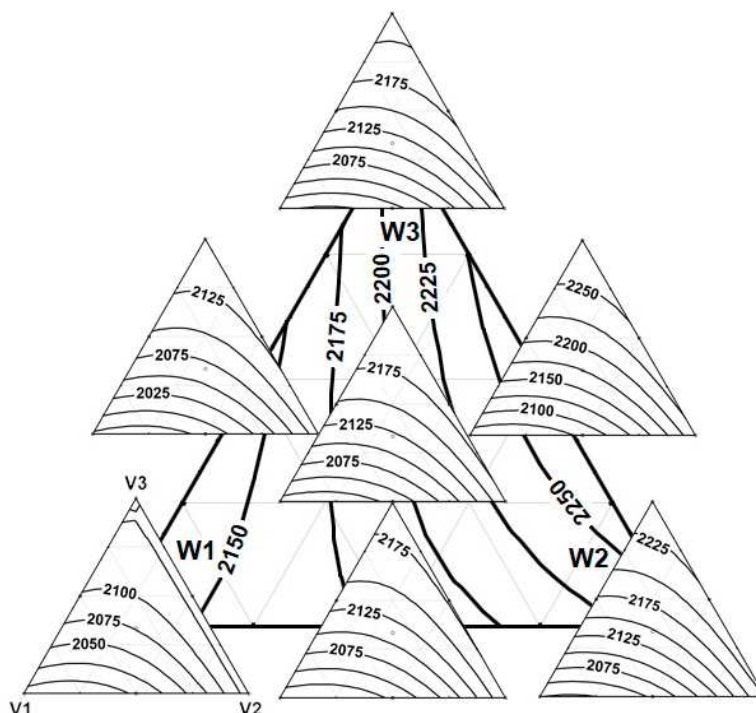


Рисунок 1. Диаграммы «модифицирующие добавки – свойство» и изолинии максимальных значений плотности цементных дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов на треугольнике «дисперсные волокна – свойство»

По результатам исследования ЭС-моделей «модифицирующие добавки, дисперсные волокна – предел прочности на растяжение при изгибе» (рис. 2) и «модифицирующие добавки, дисперсные волокна – предел прочности при сжатии» (рис. 3) установлено, что среди вводимых в состав бетонов активных минеральных добавок высокоактивный метакраин оказал наилучшее влияние на исследуемые прочностные характеристики мелкозернистых дисперсно-армированных бетонов. При применении ПАН-волокна и МБМ повышение содержания ВМК привело к значительному росту предела прочности при сжатии и на растяжение при изгибе; наибольшие результаты были зафиксированы при максимальном количестве метакраина ($v_2 = 1$) и следующем содержании данных дисперсных волокон (рис. 2, 3):

а) для предела прочности на растяжение при изгибе – при процентном соотношении фибр, близких к равным, то есть. ($w_2 = w_3 = 0,5$);

б) для предела прочности при сжатии – при максимальном использовании ПАН-фибры ($w_2 = 1$).

Однако, увеличение доли метакраина при максимальном содержании ППН ($w_1 = 1$) не приводит к повышению прочностных показателей исследуемых составов (рис. 2, 3); в этом случае более благоприятным для повышения предела прочности на растяжение при изгибе является применение добавки Адмикс и МКУ (рис. 2), а предела прочности при сжатии – комплекса применяемых добавок (МКУ+ВМК+Адмикс) (рис. 3).

Среди других используемых модификаторов для повышения предела прочности на растяжение при изгибе более предпочтительным является совместное использование добавки Адмикс с ПАН-фиброй и МБМ, а МКУ – с ППН и ПАН-волокном, особенно при их равных долях в паре вводимых фибр ($w_2 = w_3 = 0,5$ и $w_1 = w_2 = 0,5$ соответственно) (рис. 2). Для приведенных выше модификаторов (Адмикс, МКУ) зона максимальных значений предела прочности при сжатии зафиксирована при практически равном соотношении фибр, то есть при $w_1 \approx w_2 \approx w_3$ (рис. 3).

По результатам анализа ЭС-моделей «модифицирующие добавки, дисперсные волокна – свойство» (рис. 1–3) можно сделать вывод о взаимозависимости физико-механических характеристик дисперсно-армированных бетонов с полифункциональными модифицирующими Низина Т.А., Балыков А.С. Экспериментально-статистические модели свойств модифицированных дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С.13-26.

добавками. Наиболее высокие показатели исследуемых свойств были зафиксированы у составов с метакатином, армированных полиакрилонитрильным волокном. Введение же в бетонную смесь микрокремнезема приводило к снижению плотности и прочности цементных композитов, что свидетельствует о негативном влиянии МКУ на процессы структурообразования цементных композитов по сравнению с другими видами применяемых добавок [39, 41].

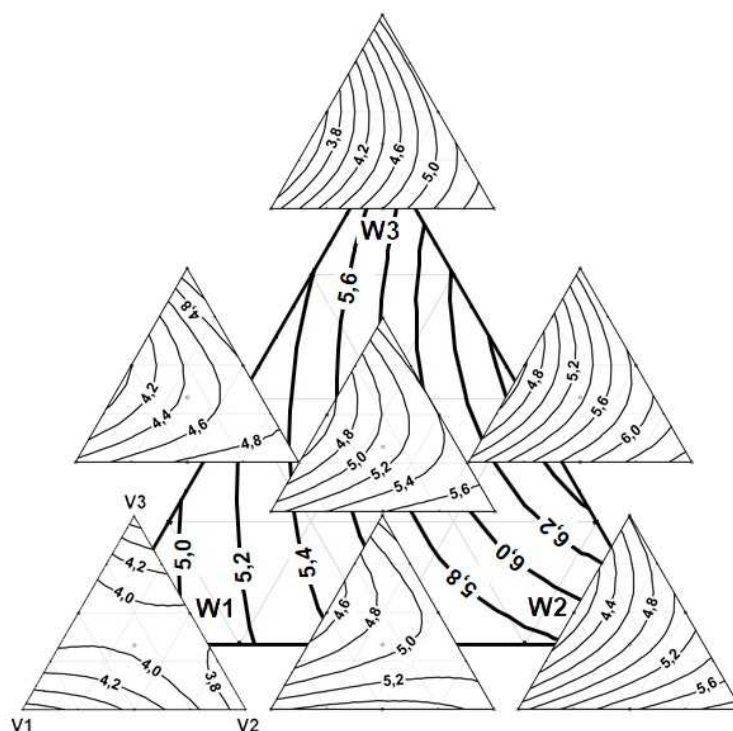


Рисунок 2. Диаграммы «модифицирующие добавки – свойство» и изолинии максимальных значений предела прочности на растяжение при изгибе цементных дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов на треугольнике «дисперсные волокна – свойство»

При применении тонкодисперсных активных пуццоланических добавок преимущества ВМК по отношению к МКУ, на наш взгляд, объясняются:

- 1) разной химической природой данных добавок; в отличие от МКУ, ВМК является смесью активного кремнезема и глинозема почти в равных пропорциях, то есть является не силикатным, а алюмосиликатным пуццоланом;
- 2) большей (в 2.5 раза) пуццоланической активностью метакатина, характеризующейся количеством связанной извести (более 1000 мг/г Ca(OH)_2 для ВМК вместо 300... 400 мг/г Ca(OH)_2 для МКУ) за счет взаимодействия SiO_2 со свободным CaO , приводящим к образованию низкоосновных гидросиликатов кальция типа CSH (I); этим и обуславливается меньшая дозировка метакатина по сравнению с микрокремнеземом;
- 3) ускорением протекания реакции ВМК с известью по сравнению с МКУ, что обеспечивает ее надежное связывание в первые сутки твердения;
- 4) стабильностью свойств ВМК в силу того, что метакатин является целевым продуктом, производящимся в условиях полного контроля при дегидратации каолиновой глины (природного гидроалюмосиликата) при температуре 550...900 °С; микрокремнезем же представляет собой отход промышленности, получаемый в процессе газоочистки технологических печей при производстве кремнийсодержащих сплавов и обладает менее стабильными свойствами;
- 5) более высокой пластичностью и технологичностью бетонных и растворных смесей, отсутствием поверхностной липкости бетона с добавкой ВМК, присущей бетонам с МКУ;
- 6) меньшим расходом суперпластификаторов в случае использования ВМК по сравнению с МКУ для достижения одинаковой подвижности растворных и бетонных смесей и др.

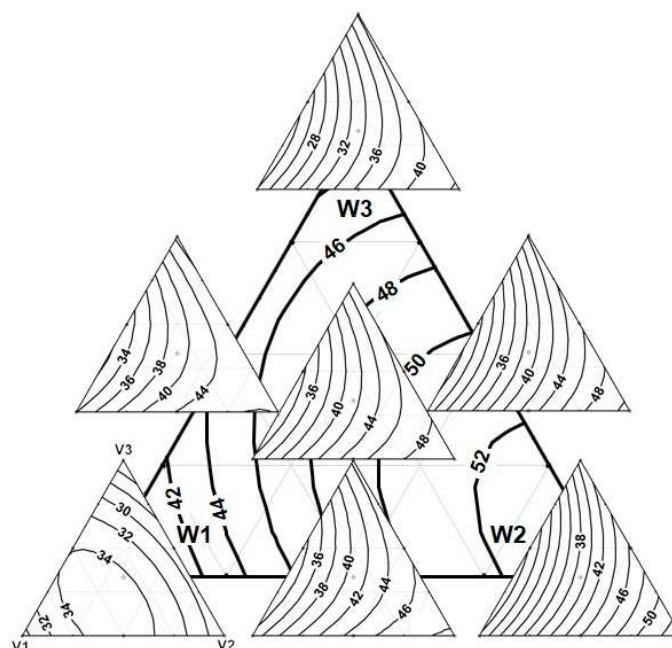


Рисунок 3. Диаграммы «модифицирующие добавки – свойство» и изолинии максимальных значений предела прочности при сжатии цементных дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов на треугольнике «дисперсные волокна – свойство»

Заключение

В связи с многокомпонентностью современных бетонов для создания материалов различного функционального назначения с высоким комплексом свойств требуется системный подход к выбору исходных компонентов, технологиям изготовления композитов, методам планирования и анализа экспериментальных исследований. Такой подход реализуется путем использования системы критериальных показателей эффективности модифицирующих добавок с целью создания бетонов различного функционального назначения. Немаловажную роль при этом играет и применение информативных многофакторных экспериментально-статистических моделей, позволяющих установить взаимосвязь и количественные соотношения между показателями качества материала, параметрами его структуры, рецептурно-технологическими и эксплуатационными факторами при одновременной минимизации трудозатрат и извлечении максимального количества сведений об изучаемом объекте.

В результате проведенного экспериментального исследования:

1) Разработаны экспериментально-статистические модели плотности и прочностных показателей цементных композитов (рис. 1–3), отражающие влияние модифицирующих добавок (v_i) и дисперсного армирования (w_i) на обобщающий показатель $\hat{y}_{\max}$;

2) Построены изолинии, отражающие влияние 6 варьируемых факторов в двухмерном пространстве; полученные графические зависимости представляют собой вторичную модель из 7 треугольных диаграмм Гиббса – Розебома, выполненных с применением программы Statistica 10.0.1011 и фиксируемых в опорных точках несущего треугольника с изолиниями максимумов исследуемых свойств;

3) Из анализа ЭС-моделей изменения физико-механических характеристик дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов выявлены оптимальные комплексы полифункциональных модифицирующих добавок и дисперсного армирования; установлено, что наиболее высокие показатели исследуемых свойств имеют композиты с метакраином, армированные полиакрилонитрильным волокном; сделан вывод о взаимозависимости исследуемых показателей качества фибробетонов.

Литература

1. Баженов Ю.М., Демьянова В.С., Калашников В.И. Модифицированные высококачественные бетоны. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. 368 с.

References

1. Bazhenov Yu.M., Demyanova V.S., Kalashnikov V.I. *Modifitsirovannyye vysokokachestvennyye betony*. [Modified high-quality concretes]. Moscow: Publishing Association of Building universities, 2006. 368 p. (rus)

Низина Т.А., Балыков А.С. Экспериментально-статистические модели свойств модифицированных дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С.13-26.

2. Баженов Ю.М. Технология бетона. Учебник. М.: Изд-во АСВ, 2007. 528 с.
3. Калашников В.И. Как превратить бетоны старого поколения в высокоэффективные бетоны нового поколения // *Бетон и железобетон*. 2012. № 1. 82 с.
4. Калашников В.И. Основы пластифицирования минеральных дисперсных систем для производства строительных материалов: дис. ... д-ра техн. наук. Воронеж, 1996. 89 с.
5. Калашников В.И., Иванов И.А. О характере пластифицирования минерально-дисперсных композиций в зависимости от концентрации в них твердой фазы // *Механика и технология композиционных материалов: Тр. II нац. конф.*, 1979. С. 455-458.
6. Калашников В.И., Тараканов О.В., Кузнецов Ю.С., Володин В.М., Белякова Е.А. Бетоны нового поколения на основе сухих тонкозернисто-порошковых смесей // *Инженерно-строительный журнал*. 2012. № 8 (34). С. 47-53.
7. Белякова В.С., Калашников В.И., Москвин Р.Н., Белякова Е.А. Современные бетоны с использованием каменной муки из песчаников Пензенской области // *Теория и практика повышения эффективности строительных материалов: материалы IX Международной конференции молодых учёных*. Пенза: ПГУАС, 2014. С. 148-152.
8. Вознесенский В.А., Ляшенко Т.В., Довгань А.Д. Компромиссная многофакторная оптимизация гарантированного качества шлакощелочных вяжущих (повышение прочности и морозостойкости, минимизация расхода ресурсов) // *Современное промышленное и гражданское строительство*. Т. 3, №1. 2007. С. 5-15.
9. Соломатов В.И., Выровой В.Н., Дорофеев В.С., Сиренко А.В. Композиционные строительные материалы и конструкции пониженной материалоемкости. Киев: Будівельник, 1991. 144 с.
10. Соломатов В.И. Развитие полиструктурной теории композиционных строительных материалов // *Известия ВУЗов. Строительство и архитектура*. 1985. №8. С. 58-64.
11. Соломатов В.И., Выровой В.Н., Селяев В.П. Полиструктурная теория композиционных строительных материалов. Ташкент: Фан, 1991. 345 с.
12. Селяев В.П., Низина Т.А., Балбалин А.В. Многофункциональные модификаторы цементных композитов на основе минеральных добавок и поликарбоксилатных пластификаторов // *Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура*. Ч. 2, Вып. 31 (50), Волгоград. 2013. С. 156-163.
13. Schmidt M. Jahre Entwicklung bei Zement, Zusatzmittel und Beton. Ceitzum Baustoffe und Materialprüfung. Schriftenreihe Baustoffe. Fest-schrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Peter Schiesse. Heft 2. 2003. Pp. 189-198.
14. Bornemann R., Fenling E. Ultrahochfester Beton – Entwicklung und Verhalten. *Leipziger Massivbauseminar*. 2000. Bd. 10. Pp. 1-15.
15. Schmidt M., Bornemann R. Moglichkeiten und Crensen von HochfesterBeton. *Proc. 14. Jbausil*. 2000. Bd. 1. Pp. 1083–1091.
16. Schmidt M. und Fehling E. Ultra-Hochfester Beton. Perspektive fur die Betonfertigteiliindustrie. *Beton und Fenigteiltechnik*. 2003. H. 3. Pp. 16-29.
2. Bazhenov Yu.M. *Tekhnologiya betona*. [Technology of concrete]. Textbook. Moscow: Publishing House of the ABU, 2007. 528 p. (rus)
3. Kalashnikov V.I. Kak prevratit betony starogo pokoleniya v vysokoeffektivnyye betony novogo pokoleniya [How to turn the concretes of the old generation in high-performance concretes new generation]. *Concrete and reinforced concrete*. 2012. No. 1. 82 p. (rus)
4. Kalashnikov V.I. *Osnovy plastifitsirovaniya mineralnykh dispersnykh sistem dlya proizvodstva stroitelnykh materialov* [Basics plasticizing mineral dispersed systems for the production of building materials: doctoral theses]. Voronezh, 1996. 89 p. (rus)
5. Kalashnikov V.I., Ivanov I.A. O kharaktere plastifitsirovaniya mineralno-dispersnykh kompozitsiy v zavisimosti ot kontsentratsii v nikh tverdoj fazy [About character of the plasticizing of mineral-dispersed compositions depending on the concentration in them solid phase]. *Mechanics and technology of composite materials: Proc. II nat. conf*. Sofia: Bulgarian Academy of Sciences, 1979. Pp. 455-458. (rus)
6. Kalashnikov V.I., Tarakanov O.V., Kuznetsov Yu.S., Volodin V.M., Belyakova Ye.A. Betony novogo pokoleniya na osnove sukhikh tonkozernisto-poroshkovykh smesey [Next generation concretes on the basis of fine-grained dry powder mixes]. *Magazine of Civil Engineering*. 2012. No. 8 (34). Pp. 47-53. (rus)
7. Belyakova V.S., Kalashnikov V.I., Moskvina R.N., Belyakova Ye.A. Sovremennyye betony s ispolzovaniyem kamennoy muki iz peschanikov Penzenskoy oblasti [Modern concretes with the use of stone flour from sandstones of the Penza region]. *Theory and practice of increasing the efficiency of building materials: materials of the IX International conference of young scientists*. Penza: PSUAC, 2014. Pp. 148-152. (rus)
8. Voznesenskiy V.A., Lyashenko T.V., Dovgan A.D. Kompromissnaya mnogofaktornaya optimizatsiya garantirovannogo kachestva shlakoshchelochnykh vyazhushchikh (povysheniye prochnosti i morozostoykosti, minimizatsiya raskhoda resursov) [Compromise multifactor optimization of guaranteed quality of slag-alkali binders (strength freeze resistance increase, minimization of resource rate)]. *Modern industrial and civil engineering*. Vol. 3, No. 1. 2007. Pp. 5-15. (rus)
9. Solomатов V.I., Vyrovoy V.N., Dorofeyev V.S., Sirenko A.V. *Kompozitsionnyye stroitelnyye materialy i konstruksii ponizhennoy materialoemkosti* [Composite building materials and constructions of decreased material consumption]. Kiev: Budivelnik, 1991. 144 p. (rus)
10. Solomатов V.I. Razvitiye polistrukturnoy teorii kompozitsionnykh stroitelnykh materialov [Development of the polystructural theory of composite building materials]. *Proceedings of higher educational institutions. Building and architecture*, 1985. No. 8. Pp. 58-64. (rus)
11. Solomатов V.I., Vyrovoy V.N., Selyav V.P. *Polistrukturnaya teoriya kompozitsionnykh stroitelnykh materialov* [Polystructural theory of composite building materials]. Tashkent: Fan, 1991. 345 p. (rus)
12. Selyayev V.P., Nizina T.A., Balbalin A.V. Mnogofunktsionalnyye modifikatory tsementnykh kompozitov na osnove mineralnykh dobavok i polikarboksilatnykh plastifikatorov [Multifunctional modifiers of cement composites based on mineral admixtures and polycarboxylate plasticizers]. *Bulletin of Volgograd state University of architecture and construction*. Series: Construction and architecture. Vol. 2, No. 31 (50), Volgograd. 2013. Pp. 156-163. (rus)
13. Schmidt M. Jahre Entwicklung bei Zement, Zusatzmittel und Beton. Ceitzum Baustoffe und Materialprüfung. Schriftenreihe Baustoffe. Fest-schrift zum 60. Geburgstag von Prof. Dr.-Ing. Peter Schiesse. Heft 2. 2003. Pp. 189-198.

Nizina T.A., Balukov A.S. Eksperimentalno-statisticheskie modeli svoystv modificirovannykh dispersno-armirovannykh melkozernistyyh betonov [Experimental-statistical models of properties of modified fiber-reinforced fine-grained concretes]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 13-25. doi: 10.5862/MCE.62.2

17. Kleingelhöfer P. Neue Betonverflüssiger auf Basis Polycarboxilat. *Proc. 13. Jbausil*. Weimar. 1997. Bd. 1. Pp. 491-495.
18. Grube P., Lemmer C., Rühl M. Vom Gussbeton zum Selbstverdichtenden. *Beton*. Pp. 243-249.
19. Frank D., Friedemann K., Schmidt D. Optimierung der Mischung sowie Verifizierung der Eigenschaften Sauerresistente Hochleistungsbetone. *Betonwerk+Fertigteil-Technik*. 2003. No. 3. Pp. 30-38.
20. Richard P., Cheyrezy M. Composition of Reactive Powder Concrete. Scientific Division Bouygues. *Cement and Concrete Research*. Vol. 25. No. 7. 1995. Pp. 1501-1511.
21. Brameshuber W., Schubert P. Neue Entwicklungen bei Beton und Mauerwerk. *Öster. Ingenieur-und Architekten-Zeitschrift*. 2003. Pp. 199-220.
22. Kordms S. Selbstverdichtender Beton in Beitrage zum 41. *Forschungskolloquium des DafStb*; 3. Marz. 2003.
23. Бабаев Ш.Т., Комар А.А. Энергосберегающая технология железобетонных конструкций из высокопрочного бетона с химическими добавками. М.: Стройиздат, 1987. 240 с.
24. Баженов Ю.М. Бетоны XXI века // Ресурс- и энергосберегающие технологии строительных материалов, изделий и конструкций: материалы Международной конференции. Белгород, 1995. С. 3-5.
25. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. М.: Стройиздат, 1998. 768 с.
26. Калашников В.И. Расчет составов высокопрочных самоуплотняющихся бетонов // Строительные материалы. 2008. №10. С. 4-6.
27. Калашников В.И. Порошковые высокопрочные дисперсно-армированные бетоны нового поколения // Популярное бетоноведение. 2008. №6. С. 5-7.
28. Калашников В.И. Основные принципы создания высокопрочных и особовысокопрочных бетонов // Популярное бетоноведение. 2008. №3. С. 102-107.
29. Технологический регламент на проектирование и выполнение работ по гидроизоляции и антикоррозионной защите монолитных и сборных бетонных и железобетонных конструкций. 2-е изд., перераб. и доп. М.: СРО «РСППГ», 2008. 64 с.
30. Симакина Г.Н. Высокопрочный дисперсно-армированный бетон: дис. ... канд. техн. наук. Пенза, 2006. 161 с.
31. Боровских И.В. Высокопрочный тонкозернистый базальтофибробетон: дис. ... канд. техн. наук. Казань, 2009. 168 с.
32. Селяев В.П., Куприяшклина Л.И., Неверов В.А., Селяев П.В. Фрактальные модели разрушения бетонов // Региональная архитектура и строительство. 2015. №1. С. 11-22.
33. Рабинович Ф.Н. Об уровнях дисперсного армирования бетонов // Известия Вузов. Строительство. 1981. №11. С. 30-36.
34. Чернышов Е.М., Коротких Д.Н. Повышение трещиностойкости цементного бетона при многоуровневом дисперсном армировании его структуры // Современные проблемы строительного материаловедения: седьмые академические чтения РААСН. Белгород, 2001. С. 587-598.
35. Фиговский О.Л., Бейлин Д.А., Пономарев А.Н. Успехи применения нанотехнологий в строительных материалах // Нанотехнологии в строительстве. 2012. №3. С. 6-21.
36. Пономарев А.Н. Высококачественные бетоны. Анализ возможностей и практика использования методов нанотехнологий // Инженерно-строительный журнал. 2009. №6. С. 25-33.
14. Bornemann R., Fenling E. Ultrahochfester Beton – Entwicklung und Verhalten. *Leipziger Massivbauseminar*. 2000. Bd. 10. Pp. 1-15.
15. Schmidt M., Bornemann R. Möglichkeiten und Crensen von HochfesterBeton. *Proc. 14. Jbausil*. 2000. Bd. 1. Pp. 1083–1091.
16. Schmidt M. und Fehling E. Ultra-Hochfester Beton. Perspektive für die Betonfertigteilindustrie. *Beton und Fertigteiltechnik*. 2003. H. 3. Pp. 16-29.
17. Kleingelhöfer P. Neue Betonverflüssiger auf Basis Polycarboxilat. *Proc. 13. Jbausil*. Weimar. 1997. Bd. 1. Pp. 491-495.
18. Grube P., Lemmer C., Rühl M. Vom Gussbeton zum Selbstverdichtenden. *Beton*. Pp. 243-249.
19. Frank D., Friedemann K., Schmidt D. Optimierung der Mischung sowie Verifizierung der Eigenschaften Sauerresistente Hochleistungsbetone. *Betonwerk+Fertigteil-Technik*. 2003. No. 3. Pp. 30-38.
20. Richard P., Cheyrezy M. Composition of Reactive Powder Concrete. Scientific Division Bouygues. *Cement and Concrete Research*. Vol. 25. No. 7. 1995. Pp. 1501-1511.
21. Brameshuber W., Schubert P. Neue Entwicklungen bei Beton und Mauerwerk. *Öster. Ingenieur-und Architekten-Zeitschrift*. 2003. Pp. 199-220.
22. Kordms S. Selbstverdichtender Beton in Beitrage zum 41. *Forschungskolloquium des DafStb*; 3. Marz. 2003.
23. Babayev Sh.T., Komar A.A. *Energoberegayushchaya tekhnologiya zhelezobetonnykh konstruktсий iz vysokoprochnogo betona s khimicheskimi dobavkami* [Energy saving technology of reinforced concrete structures from high-strength concrete with chemical admixtures]. Moscow: Stroyizdat, 1987. 240 p. (rus)
24. Bazhenov Yu.M. Beton XXI veka [Concretes of XXI Century]. *Resource and energy saving technologies of building materials, products and constructions: proceedings of the International conference*. Belgorod, 1995. Pp. 3-5. (rus)
25. Batrakov V.G. *Modifitsirovannyye betony* [Modified concretes]. Moscow: Stroyizdat, 1998. 768 p. (rus)
26. Kalashnikov V.I. Raschet sostavov vysokoprochnykh samouplotnyayushchikhsya betonov [Calculation of composition of high-strength self-compacting concretes]. *Building materials*. 2008. No. 10. Pp. 4-6. (rus)
27. Kalashnikov V.I. Poroshkovyye vysokoprochnyye dispersno-armirovannyye betony novogo pokoleniya [High-strength powder fiber-reinforced concretes of new generation]. *Popular Concrete Science*. 2008. No. 6. Pp. 5-7. (rus)
28. Kalashnikov V.I. Osnovnyye printsipy sozdaniya vysokoprochnykh i osobovysokoprochnykh betonov [Main principles of production of high- and the highest-strength concretes]. *Popular Concrete Science*. 2008. No. 3. Pp. 102-107. (rus)
29. *Tekhnologicheskiiy reglament na proyektirovaniye i vypolneniye rabot po gidroizolyatsii i antikorrozionnoy zashchite monolitnykh i sbornykh betonnykh i zhelezobetonnykh konstruktсий* [Technological regulation for design and execution of works on waterproofing and corrosion protection of monolithic and precast concrete and reinforced concrete structures]. 2nd edition, revised and enlarged. Moscow: Self-regulating organization "Russian Union of manufacturers and suppliers of penetrating waterproofing", 2008. 64 p. (rus)
30. Simakina G.N. Vysokoprochnyy dispersno-armirovanny beton: dis. ... kand. tekhn. nauk [High-strength fiber-reinforced concrete: dis. ... Cand. techn. Sciences]. Penza, 2006. 161 p. (rus)
31. Borovskikh I.V. Vysokoprochnyy tonkozernistyy bazaltfibrobeton: dis. ... kand. tekhn. nauk [High-strength fine-grained basalt fibre concrete: dis. ... Cand. techn. Sciences]. Kazan, 2009. 168 p. (rus)
32. Selyayev V.P., Kupriyashkina L.I., Neverov V.A., Selyayev P.V. *Fraktalnyye modeli razrusheniya betonov* [Fractal

Низина Т.А., Балыков А.С. Экспериментально-статистические модели свойств модифицированных дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С.13-26.

37. Ляшенко Т.В. Оптимизация наполнителей полиэфирных связующих на основе моделей нового класса: дис. ... канд. техн. наук. Одесса, 1984. 236 с.
38. Коваль С. Оптимизация реологических параметров матрицы самоуплотняющегося бетона с использованием моделей «смесь – технология – свойства» // Вестник НТУ «ХПИ»: Сборник научных трудов. Тематический выпуск «Хімія, хімічна технологія та екологія». Харьков: НТУ «ХПИ», 2011. №59. С. 86-92.
39. Низина Т.А., Балыков А.С. Анализ комплексного влияния модифицирующих добавок и дисперсного армирования на физико-механические характеристики мелкозернистых бетонов // Региональная архитектура и строительство. 2015. №4. С. 25-33.
40. Капустин Ф.Л., Спиридонова А.М., Метелева Л.Е. Отчет о НИР «Состав продуктов твердения цементного камня до и после нанесения проникающей капиллярной смеси «Пенетрон». Екатеринбург: ГОУ ВПО «Уральский государственный технический университет – УПИ имени первого Президента России Б.Н. Ельцина», 2010. 43 с.
41. Низина Т.А., Балбалин А.В. Влияние минеральных добавок на реологические и прочностные характеристики цементных композитов // Вестник ТГАСУ. 2012. №2. С. 148-153.
- models of destruction of concretes]. *Regional architecture and construction*. 2015. No. 1. Pp. 11-22. (rus)
33. Rabinovich F.N. Ob urovnyakh dispersnogo armirovaniya betonov [About levels of particulate reinforcement of concretes]. *Proceedings of higher educational institutions. Building*. 1981. No. 11. Pp. 30-36. (rus)
34. Chernyshov Ye.M., Korotkikh D.N. Povysheniye treshchinostoykosti tsementnogo betona pri mnogourovnevnom dispersnom armirovanii yego struktury [Increasing the crack resistance of cement concrete in multilevel disperse reinforcement of its structure]. *Modern problems of building materials: seventh academic reading of RAABS*. Belgorod, 2001. Pp. 587-598. (rus)
35. Figovskiy O.L., Beylin D.A., Ponomarev A.N. Uspekhi primeneniya nanotekhnologii v stroitelnykh materialakh [Successful implementation of nanotechnologies in building materials]. *Nanotechnologies in construction*. 2012. No. 3. Pp. 6-21. (rus)
36. Ponomarev A.N. Vysokokachestvennyye betony. Analiz vozmozhnostey i praktika ispolzovaniya metodov nanotekhnologii [High-quality concretes. Analysis of the opportunities and the practice of using nanotechnology methods]. *Magazine of Civil Engineering*. 2009. No 6. Pp. 25-33. (rus)
37. Lyashenko T.V. Optimizatsiya napolniteley poliefirnykh svyazuyushchikh na osnove modeley novogo klassa: dis. ... kand. tekhn. nauk [Optimization of fillers polyester connectives on the basis of models of new class: dis. ... Cand. techn. Sciences]. Odessa, 1984. 236 p. (rus)
38. Koval S. Optimizatsiya reologicheskikh parametrov matritsy samouplotnyayushchegosya betona s ispolzovaniyem modeley «smes – tekhnologiya – svoystva» [Optimization of the rheological parameters of matrix of self-compacting concrete with the use of models «mixture – technology – properties»]. *Bulletin of the National Technical University «KhPI»: Collection of scientific works. Thematic issue «Chemistry, chemical technology and ecology»*. Kharkiv: National Technical University «KhPI», 2011. No. 59. Pp. 86-92. (rus)
39. Nizina T.A., Balykov A.S. Analiz kompleksnogo vliyaniya modifitsiruyushchikh dobavok i dispersnogo armirovaniya na fiziko-mekhanicheskiye kharakteristiki melkozernistyykh betonov [Analysis of the combined effect of the modifier additives and particulate reinforcement on the physico-mechanical characteristics of fine-grained concretes]. *Regional architecture and construction*. 2015. No. 4. Pp. 25-33. (rus)
40. Kapustin F.L., Spiridonova A.M., Meteleva L.Ye. *Otchet o NIR «Sostav produktov tverdeniya tsementnogo kamnya do i posle naneseniya pronikayushchey kapillyarnoy smesi «Penetron»* [Report on research work "Composition of the products of hardening cement paste before and after the application of mixture of penetrating the capillary «Penetron»]. Yekaterinburg: SEE HPE «Ural State Technical University – UPI named after the first President of Russia B.N. Yeltsin», 2010. 43 p. (rus)
41. Nizina T.A., Balbalin A.V. Vliyaniye mineralnykh dobavok na reologicheskiye i prochnostnyye kharakteristiki tsementnykh kompozitov [Influence of mineral additives on the rheological and strength characteristics of cement composites]. *Bulletin of the Tomsk state University of architecture and construction*. 2012. No. 2. Pp. 148-153. (rus)

Татьяна Анатольевна Низина,
+7(917)9936389; эл. почта: nizinata@yandex.ru
Артемий Сергеевич Балыков,
+7(927)183-28-82; эл. почта:
artbalrun@yandex.ru

Tatyana Nizina,
+7(917)9936389; nizinata@yandex.ru
Artemy Balykov,
+7(927)183-28-82; artbalrun@yandex.ru

doi: 10.5862/MCE.62.3

Combined Effect of Glass Fiber and Polypropylene Fiber on Mechanical Properties of Self-Compacting Concrete

Совместное действие стеклянной и полипропиленовой фибры на механические свойства самоуплотняющихся бетонов

Ali Reza Taheri Fard,*Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg, Russia;***Hassan Soheili,***Tarbiat Modares University, Tehran, Iran;***Sara Ramzani Movafagh,***Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg, Russia;***Pedram Farnood Ahmadi,***Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran***Студент Али Реза Тахери Фард***Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия;***студент Хассан Сохели***Tarbiat Modares University, Тегеран, Иран;***студент Сара Рамзани Мовафах***Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия;***студент Педрам Фарнуд Ахмади,***Amirkabir University of Technology, Тегеран, Иран***Key words:** self-consolidating concrete; fibers; mechanical properties; polypropylene**Ключевые слова:** самоуплотняющийся бетон; фибра; механические свойства; полипропилен

Abstract. Self-compacting concrete is a state-of-the-art technology actively used all over the world in the construction field. This concrete, which has high performance, can be used for casting heavily reinforced sections, in places where vibrators have restricted access for compaction and when complex shapes of formwork are used. Otherwise it may be impossible to cast and the obtained surface is superior to the one achieved with the use of conventional concrete. On the other hand, using various types of fibers can enhance mechanical and dynamical characteristics of concrete as well as reduce cracking in concrete. In this study, we research both combined and individual effects of polypropylene and glass fiber on mechanical and rheological properties of self-compacting concrete. In order to do so, 10 specimens have been made including those containing (A) polypropylene fiber with volume fraction of 0.1, 0.2, 0.3 and glass fiber with volume fraction of 0.1, 0.2, 0.3 and (B) combined polypropylene and glass fiber. The results of these experiments have shown that combined polypropylene and glass fiber can enhance tensile and bending strengths. In addition, these additives dramatically increases toughness of concrete.

Аннотация. Самоуплотняющийся бетон – строительная технология, активно применяемая во всем мире. Этот бетон с высокими эксплуатационными характеристиками может быть применен в конструкциях со значительным содержанием арматуры в сечениях, в местах, труднодоступных для вибрационных уплотнителей и при использовании опалубки сложных форм. С другой стороны, укладка такого бетона требует особых условий. Использование разных типов фибры может повысить механические и динамические характеристики бетона, а также улучшить трещиностойкость. В данном исследовании изучается как совместное, так и собственное влияние полипропиленовой и стеклянной фибры на механические свойства и реологические характеристики самоуплотняющегося бетона. Для этого были изготовлены 10 образцов, в том числе с долей полипропиленовой фибры 0.1, 0.2, 0.3, с долей стеклянной фибры 0.1, 0.2, 0.3 и с совместным использованием полипропиленовой и стеклянной фибры. Результаты экспериментов показали, что совместное действие полипропиленовой и стеклянной фибры повышает прочность на растяжение и изгиб. Кроме того, эти добавки значительно повышают прочность бетона.

Introduction

Self-consolidating concrete was introduced to improve quality of concrete in 1811, and the first study on the performance of self-consolidating concrete was carried out by Ozawa (1818) and Okamura (1883) in Tokyo University [1-3]. According to one theory, self-consolidating concrete or self-compacting concrete (SCC) is characterized by a low yield stress, high deformability, and moderate viscosity necessary to ensure uniform suspension of solid particles during transportation, placement (without external compaction), and setting [4]. There are several advantages in utilizing this material; building faster and reducing human labor due to the use of self-compacting concrete (SCC), optimizing durability owing to reducing permeability, simplifying the design. However, it has some disadvantages and one of them is low tensile strength, due to low plasticity and high brittleness. To compensate this flaw, bars are used as reinforcement in concrete. Still, using bars is not always practical and may entail bigger costs; for instance in water canals shelling, furnishing, airports and so on. In this case, fibers have been used for several decades in concrete, which spreads evenly.

Destruction and deterioration of concrete depends on cracking and micro-cracking caused by loads or environmental impacts. Thermal and moisture changes in cement paste cause micro-cracking. With increasing loads and other related environmental impacts, micro-cracking spreads in concrete body [5].

Utilizing divergent fibers in concrete and producing fiber-reinforced concrete (FRC) is an effective way to preclude cracking and micro-cracking from spreading and ameliorate tensile strength of concrete. The prominent properties of concrete are absorbing energy, flexibility, resistance against impact. Due to this fact, this concrete plays a pivotal role in developing technology and is known as unprecedented and economical material [6].

Resistant glass fibers in concrete have been studied by Marsh and Clarc for the limited condition of testing after (14) days and curing in air at 50 percent, and 23 °C. Fiber with a length between 12mm and 50mm was used in a volume between (0.5) percent and (2.5) percent. Various mix proportions were examined using (10) mm maximum sized river gravel aggregate, water reducing admixtures and about (5) percent of entrained air. The use of fiber has gone through quite big development in the last 30 years. Fiber Reinforced Concrete (FRC) constitutes one of the most relevant innovations in the field of special concrete [7, 8]. The effect of incorporation of polypropylene fiber on the mechanical properties of polypropylene fiber self-compacting concrete has been determined as flexural toughness and remarkable ductility [9]. Some research has been conducted regarding the properties of fiber self-compacting concrete in recent years. However, most of the studies are limited to research distinctively polypropylene and glass fiber. In this study, both of them are used proportionally. This study is aimed at investigating systemically the mechanical properties of polypropylene and glass combination in self-compacting concrete.

Materials

Cement

We used Portland cement type 2, which properties are shown in Table (1) below.

Table1: chemical properties of cement

Chemical composition	Percentage	Chemical composition	Percentage
SiO ₂	21.25	CaO	64.07
Al ₂ O ₃	4.95	MgO	1.20
Fe ₂ O ₃	3.19	SO ₃	2.04
K ₂ O	0.63	Na ₂ O	0.38

Superplasticizer

For the study we used GLENIUM_110P, which is a high performance concrete superplasticizer [10] based on modified polycarboxylic ether. GLENIUM 110 P is differentiated from conventional superplasticizers as it is based on a unique carboxylic ether polymer with long lateral chains, which greatly improves cement dispersion. At the start of the mixing process, the same electrostatic dispersion occurs as described previously, but the presence of lateral chains, linked to the polymer backbone, generates a steric hindrance, which stabilizes the cement particles capacity for separating and dispersing. This mechanism provides flowable concrete with greatly reduced water demand.

Fibers

We used polypropylene and glass fibers having the following properties mentioned in Table (2).

Table2: physical and mechanical properties of fibers

Aspect ratio	Diameter (mm)	Length (mm)	Tensile strength kg/cm ²	Young's modulus kg/cm ² *10 ⁵	Specific gravity gr/cm ³	shape	fiber
120	0.1	12	4500	0.5	0.91	smooth	polypropylene
600	0.02	12	14000	7.2	2.5	smooth	glass

Aggregates

Maximum size of gravel was 12.5 mm, which has a grading diagram in the domain of ASTM standards [11]. In addition, sand was sieved with mesh no 4.75 and we used rock flour with 2.6 g/cm³ of specific gravity and density 2.5 as a filler. Fillers such as rock powder can fill a void in concrete, which leads to decreased porosity of concrete [12].

Mix design

We followed the instruction of ACI 237R-07 mix design to attain self-consolidating concrete [13].

Considering prior reports, we expected that the more we used fibers the less performance of self-compact concrete would be [14]. [ACI 544.4R] Therefore, in mix design for self-compacting concrete, we attempted that the concrete without fiber has high performance regarding [ACI 237R-07] so that after adding fibers it would have good quality in performance analysis.

10 specimens of mix design which include A and B, (A) polypropylene fiber with a volume fraction of 0.1, 0.2, 0.3 and glass fiber with a volume fraction of 0.1, 0.2, 0.3 and (B) combined polypropylene fiber and glass fiber. Moreover, for all these mix designs, we considered all the components as constant apart from the type and amount of fiber. Table (3). Water cement ratio (W/C) is 0.39, and we determined number 1 design without fiber as a control plan. VF in the table is the fiber volume fraction, which is the ratio of fiber volume to concrete volume. Different amounts of polypropylene fiber based on manual and retaining performance specified 0.9, 1.4, 1.8 kg/m³, and glass fibers 3.75, 5, 7.5 kg/m³.

Table 3. Concrete mix design

Mix NO.	Series	Fiber vf (%)		Gravel	Sand	Lime stone powder	Cement	Water	SP
1	A	*		722	826	288.7	413.2	163	7.7
2		P.P	0.1	722	826	288.7	413.2	163	7.7
3			0.2	722	826	288.7	413.2	163	7.7
4			0.3	722	826	288.7	413.2	163	7.7
5		Glass	0.1	722	826	288.7	413.2	163	7.7
6			0.2	722	826	288.7	413.2	163	7.7
7			0.3	722	826	288.7	413.2	163	7.7
8	B	P.P+Glass	0.1P.P+0.2 Glass	722	826	288.7	413.2	163	7.7
9			0.15P.P+0.15 Glass	722	826	288.7	413.2	163	7.7
10			0.2P.P+0.1 Glass	722	826	288.7	413.2	163	7.7

Curing and preservation

After completing our mix, the specimens were kept in a mold in the laboratory conditions for 24 hours and then they were kept in a water pool at 22-25 °C. Each mix design had 9 cubicle specimens of (10*10*10) cm, 6 cylinders of (30*15) cm, 3 beams of (50*10*10) cm and 1 cylinder of (20*10) cm [15].

Rheology of fresh SCC

In this study, we used a mix design, which, in spite of using fibers in concrete, has a property of self-compacting concrete. To analyze the performance of self-compacting fiber concrete, we applied the standard parameters for self-compacting concrete [16]. We used an L-BOX experiment for analyzing stability of SCC against detachment and we applied a slump test for analyzing deformation of concrete flow [17]. The slump test for self-compacting concrete was similar to that for ordinary concrete but has one difference. After concrete pervaded on the table, we had to measure intersection of two perpendicular diameters and the average of this measurement indicated concrete flow [18].

In addition, the time (in seconds) to reach 500 mm had to be recorded regarding demarcation on the slump test screen which implied the rate of deformation with definition of distance flow. With the L-BOX test, we could measure the height of fresh SCC after embedding it along the steel rebar and flowing in certain direction so that we could estimate the power of passing and blockage which had to be at least 0.8. The results of the measured physical properties of fresh SCC is shown in Figures (1), (2) and (3). According to the European standards, slump must be in the range of 60-75 and time T50 must be at least 3 seconds and 6 seconds at the most.

Hardened concrete

Compression strength and Young's modulus

Tensile strength was tested based on (B.S 1881: Part 116) standard. Curing conditions and experiment parameters were the same in the experiments. The results are shown in Table (4) and Figures (4) and (6). We used cylinder specimens (32*15) in order to analyze Young's modulus (ASTMC 469).

Tensile strength

Tensile strength of the concrete was determined by indirect test methods: (1) a split cylinder test and (2) a flexure test. For this study, we wanted to have more consistent results so we applied a split cylinder test in accordance with ASTM-C469, the results of which are shown in (5a) (5b) (5c).

Bending strength and bending endurance tests

In this experiment, our objective was to determine the modulus of rupture and bending endurance according to ASTM C78 and ASTM C1018-94b, which was implemented on a specimen (52*12*12) at a universal device, which had a strain control mechanism with velocity of 0.5 mm/min. The distance between two supporters was 40 cm [20].

Universal device

Table 4. Results of compression strength of 28 days concrete

Mix NO.	Series	Fiber vf (%)		Compressive Strength (MPa)
1	A	*		74.4
2		P.P	0.1	72.5
3			0.2	70.7
4			0.3	65.8
5		Glass	0.1	73.8
6			0.2	72.3
7			0.3	69.6
8	B	P.P+Glass	0.1P.P+0.2 Glass	73
9			0.15P.P+0.15 Glass	72.5
10			0.2P.P+0.1 Glass	70.4

Conclusion

Pursuant to the results of workability of self-compact concrete, we consider that using fibers has a negative effect on rheology properties of fresh SCC. It reduces workability and increases both consistency and viscosity.

Considering the fact that fibers inherently have acceptance performance against tensile and bending, our results demonstrated that the more fibers we use the bigger resistance to bending and tension is and the more brittle it can be before rupturing.

In this experimental study, concretes contain different fibers and have different mechanical properties. As for concretes, which include polypropylene fiber, increase of the fiber percentage up to 0.3%, resulted in a fall of the compression strength. This downward trend is also common for concrete containing glass fibers.

Our experiments demonstrated that the effect of combined polypropylene and glass fibers lead to decrease in compression strength, however, with substitution of 0.3% by volume of fibers in combination especially in (0.1P.P+0.2 Glass), we see the maintenance of compression strength.

Our experiments demonstrated that in concretes containing polypropylene and glass fibers, the more fibers are added the higher the resistance of tensile and bending strengths we get.

In the existing mix, if we increase fibers to add in self-compacting concrete, we will see exceeding resistance of tensile and bending strength.

From our results we can assert that polypropylene and glass fibers had slight changes and caused to diminish Young's modulus. The effect of combined polypropylene and glass fiber lead to decrease in Young's modulus.

Литература

1. De Schutter G., Bartos P.J.M., Domone P.L., Gibbs J. *Self-Compacting Concrete*. Whittles Publishing, Dunbeath, Scotland, UK, 2008.
2. Ozawa K., Maekawa K., Okamura H. Self-Compacting high performance concrete. *Collected Papers* 34. 1996. Pp. 135-149.
3. Okamura H., Ozawa K. Self-Compactable high performance concrete in Japan. *International Workshop on High Performance Concrete*. SP 169, MI, 1994. Pp. 31-44.
4. Hameed A.H. Effect of superplasticizer dosage on workability of self-compact concrete. *Diyala Journal of Engineering Sciences*. Vol. 05, No. 02, December 2012. Pp. 66-81.
5. Soroushian P. Secondary reinforcement - adding cellulose fibers. *Concrete International*. 1997. Vol. 19. Issue 6. Pp. 28-34.
6. Singh S.P., Singh A.P., Bajaj V., Strength and flexural toughness of concrete reinforced with steel – polypropylene hybrid fibres. *Asian journal of civil engineering (building and housing)*. Vol. 11, No. 4, 2010, Pp. 495-507.
7. Allen H.G., Glass Fiber Reinforced Cement, Strength and Stiffness. *CIRIA Report*. 1975, Pp. 55.
8. Mohammed K. Evaluation Of Using Glass Fiber On Properties Of Self-Compacting Concrete. *Journal of Kerbala University*. Vol. 11 No.1. 2013
9. Zhu Y.R., Cai J., Wang D., Huang G.H. The Effect of Polypropylene Fiber on the Mechanical Properties of Self-Compacting Concrete. *Advanced Materials Research*. Vol.168-170
10. Marsh H.N., Clarke L.L. Glass Fibers in Concrete. *Fiber reinforced concrete*. S.P.44, ACI Publication. 1974. Pp. 247-264.
11. Charles K.N., Chairman. AGGREGATES FOR CONCRETE, Developed by Committee E-701, *Materials for Concrete Construction*. ACI Education Bulletin E1-99
12. Ilango R., Mahendran N., Nagamanib K. Strength and durability properties of concrete containing quarry rock dust as

References

1. De Schutter G., Bartos P. J. M., Domone P. L., Gibbs, J. *Self-Compacting Concrete*. Whittles Publishing, Dunbeath, Scotland, UK, 2008.
2. Ozawa K., Maekawa K., Okamura H. Self-Compacting high performance concrete. *Collected Papers* 34. 1996. Pp. 135-149.
3. Okamura H., Ozawa K. Self-Compactable high performance concrete in Japan. *International Workshop on High Performance Concrete*. SP 169, MI, 1994. Pp. 31-44.
4. Hameed A.H. Effect of superplasticizer dosage on workability of self-compact concrete. *Diyala Journal of Engineering Sciences*. Vol. 05, No. 02, December 2012. Pp. 66-81.
5. Soroushian P. Secondary reinforcement - adding cellulose fibers. *Concrete International*. 1997. Vol. 19. Issue 6. Pp. 28-34
6. Singh S.P., Singh A.P., Bajaj V., Strength and flexural toughness of concrete reinforced with steel – polypropylene hybrid fibres. *Asian journal of civil engineering (building and housing)*. Vol. 11, No. 4, 2010, Pp. 495-507.
7. Allen H.G., Glass Fiber Reinforced Cement, Strength and Stiffness. *CIRIA Report*. 1975, Pp. 55.
8. Mohammed K. Evaluation Of Using Glass Fiber On Properties Of Self-Compacting Concrete. *Journal of Kerbala University*. Vol. 11 No.1. 2013
9. Zhu Y.R., Cai J., Wang D., Huang G.H. The Effect of Polypropylene Fiber on the Mechanical Properties of Self-Compacting Concrete. *Advanced Materials Research*. Vol.168-170
10. Marsh H.N., Clarke L.L. Glass Fibers in Concrete. *Fiber reinforced concrete*. S.P.44, ACI Publication. 1974. Pp. 247-264.
11. Charles K.N., Chairman. AGGREGATES FOR CONCRETE, Developed by Committee E-701, *Materials for Concrete Construction*. ACI Education Bulletin E1-99
12. Ilango R., Mahendran N., Nagamanib K. Strength and durability properties of concrete containing quarry rock dust as

Тахери Фард А.Р., Сохели Х., Рамзани Мовафак С., Фарнуд Ахмади П. Совместное действие стеклянной и полипропиленовой фибры на механические свойства самоуплотняющихся бетонов // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С. 26-31.

fine aggregate. *ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences*. Vol. 3, No. 5, October 2008.

13. ACI Committee 237, 237R-07 Self-Consolidating Concrete, Publication Year: 2007, ISBN: 9780870312441

14. Reported by ACI Committee 544, Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete, ACI 544.4R-88, Reapproved 1999

15. Fonseca N., de Britoa J., Evangelistab L. The influence of curing conditions on the mechanical performance of concrete. *Cement and Concrete Composites*. Vol. 33, Issue 6, July 2011, Pp. 637–643.

16. D'Aloia Schwartzentrubera L., Le Roya R., Cordinb J., Rheological behaviour of fresh cement pastes formulated from a Self Compacting Concrete (SCC). *Cement and Concrete Research*. Vol. 36, Issue 7, July 2006, Pp. 1203–1213

17. Domone P.L. Self-compacting concrete: An analysis of 11 years of case studies. *Cement and Concrete Composites*. Vol. 28, Issue 2, February 2006, Pp. 197–208

18. Wang H.Y., Huang W.L. A study on the properties of fresh self-consolidating glass concrete (SCGC). *Construction and Building Materials*. Vol. 24, Issue 4, April 2010, Pp. 619–624

19. ASTM International, ASTM C469/C469M-14, Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression, 03/01/2014

20. ASTM International, Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading), Designation: C 78 – 02

fine aggregate. *ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences*. Vol. 3, No. 5, October 2008.

13. ACI Committee 237, 237R-07 Self-Consolidating Concrete, Publication Year: 2007, ISBN: 9780870312441

14. Reported by ACI Committee 544, Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete, ACI 544.4R-88, Reapproved 1999

15. Fonseca N., de Britoa J., Evangelistab L. The influence of curing conditions on the mechanical performance of concrete. *Cement and Concrete Composites*. Vol. 33, Issue 6, July 2011, Pp. 637–643

16. D'Aloia Schwartzentrubera L., Le Roya R., Cordinb J., Rheological behaviour of fresh cement pastes formulated from a Self Compacting Concrete (SCC). *Cement and Concrete Research*. Vol. 36, Issue 7, July 2006, Pp. 1203–1213

17. Domone P.L. Self-compacting concrete: An analysis of 11 years of case studies. *Cement and Concrete Composites*. Vol. 28, Issue 2, February 2006, Pp. 197–208

18. Wang H.Y., Huang W.L. A study on the properties of fresh self-consolidating glass concrete (SCGC). *Construction and Building Materials*. Vol. 24, Issue 4, April 2010, Pp. 619–624

19. ASTM International, ASTM C469/C469M-14, Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression, 03/01/2014

20. ASTM International, Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading), Designation: C 78 – 02

Ali Reza Taheri Fard,
+7(931)2103919; alireza_taherifard@yahoo.com

Hassan Soheili,
+9(893)54753818; hassan7012@gmail.com

Sara Ramzani Movafagh
+7(911)1802713; sara.rm84@yahoo.com

Pedram Farnood Ahmadi
+989351815276; p_farnood@yahoo.com

Али Реза Тахери Фард
+7(931)2103919; эл. почта:
alireza_taherifard@yahoo.com

Хассан Сахели,
+989354753818; эл. почта:
hassan7012@gmail.com

Сара Рамзани Мовафрах
+7(911)1802713; эл. почта:
sara.rm84@yahoo.com

Педрам Фарнуд Ахмади
+9(893)51815276; эл. почта:
p_farnood@yahoo.com

© Taheri Fard A.R., Soheili H., Ramzani Movafagh S., Farnood Ahmadi P., 2016

doi: 10.5862/MCE.62.4

Прочность и деформативность бетонных конструкций, армированных полимеркомпозитными стержнями

Strength and deformability of concrete structures reinforced with fibre-reinforced polymer bars

*Аспирант А.Р. Гиздатуллин;
аспирант Р.Р. Хусаинов;
д-р техн. наук, профессор В.Г. Хозин;
канд. техн. наук, доцент Н.М. Красникова,
Казанский государственный архитектурно-
строительный университет, г. Казань, Россия*

*G.A. Gizdatullin;
R.R. Khusainov;
V.G. Khozin;
N.M. Krasnikova,
Kazan State University of Architecture and
Engineering, Kazan, Russia*

Ключевые слова: полимеркомпозитная арматура (ПКА); стальная арматура; прочность; модуль упругости; трещиностойкость; сборные бетонные изделия

Key words: Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) bars, steel reinforcement, strength, modulus of elasticity, crack resistance, prefabricated concrete manufactures

Аннотация. Приведены результаты исследований бетонных конструкций, работающих на упругом основании: дорожных плит, плит под цепные приводы и станки-качалки на нефтепромыслах; конструкции армированы полимеркомпозитной арматурой взамен стальной. Были изготовлены и испытаны опытные образцы изделий, армированных полимеркомпозитной арматурой, аналогичные по геометрическим параметрам железобетонным изделиям, и проведена сравнительная оценка соответствия изделий требованиям по несущей способности и трещиностойкости. На основе полученных результатов разработаны рекомендации по применению полимеркомпозитной арматуры в сборных бетонных изделиях. Установлено, что ее применение для армирования бетонных конструкций целесообразно, за исключением нескольких видов особо нагруженных конструкций, в которых необходимо существенное уменьшение существующего шага между стержнями и сохранение площади сечения растянутой арматуры.

Abstract. The given paper presents the results of the research on concrete constructions reinforcing by polymer composite reinforcement (FRP) instead of the steel one functioning on the elastic basis such as road slabs, slabs for chain drives and for pumping machines used at the oil fields. The experimental samples of reinforced FRP products, which are similar to reinforced concrete products due to their geometric parameters, have been manufactured and tested. The comparative assessment of the samples products conformity required in accordance to bearing strength and crack resistance has been also conducted. Based on the obtained results, the recommendations for usage of FRP in prefabricated concrete products have been developed. It was concluded that the usage of FRP for reinforcing process of concrete constructions is reasonable except for the use of several types of overloaded constructions where a significant reduction of an existing gap between the bars and saving the tensile reinforcing area is necessary.

Введение

Поиск путей замещения стальной арматуры в железобетонных конструкциях, эксплуатируемых в агрессивных средах, является актуальной задачей. Полимеркомпозитная арматура (ПКА), обладающая высокой стойкостью к коррозии при высокой прочности на растяжение, является одним из наиболее эффективных вариантов такой замены [1, 2].

Стержни ПКА состоят из одноосноориентированных волокон (стеклянных, базальтовых, углеродных, арамидных), связанных в монолит прочным отвержденным сетчатым полимером (как правило, эпоксидным). Волокна обеспечивают ПКА высокую механическую прочность при растяжении. Функции полимера с меньшим модулем упругости и высокой адгезией к волокну Гиздатуллин А.Р., Хусаинов Р.Р., Хозин В.Г., Красникова Н.М. Прочность и деформативность бетонных конструкций, армированных полимеркомпозитными стержнями // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С. 32-41.

заключаются в распределении и передаче напряжений от внешней нагрузки волокнам и защите их от механических повреждений и отрицательного влияния внешних факторов, включая агрессивные среды [3–5].

ПКА начала применяться в строительстве с 70-х годов XX века: в конструкциях из легких бетонов (ячеистых бетонов, арболита и др.), а также в фундаментах, сваях, электролизных ваннах, балках и ригелях эстакад, опорных конструкциях конденсаторных батарей, плитах крепления откосов, безизоляторных траверсах и других конструкциях.

В 1975 г. в СССР закончено строительство первого в мире клееного деревянного моста длиной 9 м, балки которого с поперечным сечением 20х60 см изготовлены из древесины и армированы четырьмя предварительно напряженными пучками из четырех стеклопластиковых стержней диаметром 4 мм. Второй мост в СССР со стеклопластиковой арматурой построен в 1981 г. в Приморском крае через р. Шкотовка. Пролетное строение моста состоит из шести металлических двутавров №45, предварительно напряженных затяжками из 12 стеклопластиковых стержней диаметром 6 мм.

В Германии с начала 80-х годов стеклопластиковую арматуру стали применять для армирования бетонных мостов. Так, в г. Дюссельдорфе автодорожный двухпролетный мост шириной 15 м на Уленбергштрассе, армированный стеклопластиковыми стержнями, был открыт для движения в 1987 г. Несущие конструкции пролетов были армированы 59 пучками стеклопластиковых стержней, состоящими из 19 прутков диаметром 7.5 мм с предварительным напряжением.

Арматура «V-ROD» компании Pultrall (Канада) использовалась в постройке моста на шоссе I-65 в округе Ньютон (Newton County), штат Индиана. Мост состоит из трех пролетов, длиной 58 м, шириной 10.5 м, с армированием ПКА. Полотно моста толщиной 200 мм армировано стальной арматурой с антикоррозионным эпоксидным покрытием в нижней зоне, а в верхней зоне использованы полимеркомпозитные стержни «V-ROD» в связи с тем, что в этой половине плиты очень высока вероятность контакта с противогололедными солями.

Следует отметить, что в России долгое время единственным документом, регламентировавшим расчет и проектирование конструкций с использованием ПКА, были «Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой» Р-16-78 [6], основанные на исследованиях, проведенных в 60-х–70-х годах под руководством Н.П. Фролова [7]. В настоящее время с ростом спроса и объема производства работ с применением ПКА введены в действие ГОСТ 31938-2012 «Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций» [8] и приложение Л к СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» [9], в которых даны термины и определения ПКА, области применения, классификации, общие требования, методика расчета конструкций.

При этом в России, в отличие от зарубежных стран [10, 11], база экспериментальных конструкций или объектов, изготовленных с применением ПКА, за которыми осуществляется мониторинг, минимальна. Это, безусловно, сдерживает внедрение ПКА в тех областях строительства и на тех объектах, где это экономически целесообразно, в первую очередь, исходя из коррозионной стойкости данного материала.

Между тем, согласно зарубежным исследованиям и нормативным документам [12–14], применение ПКА в настилах мостов [15–17], переправ, в конструкциях автомобильных парковок позволяет значительно увеличить долговечность сооружений [18–21].

Постановка задачи

Цель работы – исследовать механическое поведение (разрушение и деформирование) сборных бетонных конструкций, армированных полимеркомпозитной арматурой.

Вначале был выполнен перерасчет армирования серийно выпускаемых железобетонных изделий путем замены стальной рабочей арматуры на ПКА. Далее были изготовлены опытные образцы изделий из подвижных бетонных смесей по существующей заводской технологии и испытаны по известной методике статического нагружения с целью оценки их прочности и соответствия нормативным требованиям.

Методы и результаты

Для изготовления опытных образцов применена полимеркомпозитная арматура ООО НПК «Армастек-Идея» (г. Лениногорск, Республика Татарстан), изготовленная из стеклянного ровинга и

Gizdatullin G.A., Khusainov R.R., Khozin V.G., Krasnikova N.M. Prochnost' i deformativnost' betonnykh konstrukcyj, armirovannykh polykompozitnymi sterzhnyami [Strength and deformability of concrete structures reinforced with fibre-reinforced polymer bars]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 32-41. doi: 10.5862/MCE.62.4

полимерного связующего на основе эпоксидных смол. Технология производства – метод пултрузии – протяжкой ровинга, пропитанного жидким связующим, через фильеру круглого сечения с одновременной обмоткой сформированного стержня по спирали тонким жгутом [4].

Физико-механические характеристики арматуры по результатам испытаний, проведенных согласно ГОСТ 31938-2012 [8], представлены в таблице 1.

Таблица 1. Характеристики арматуры композитной полимерной АКС-10 диаметром 10 мм

№ п/п	Измеряемый показатель, ед. изм.	Нормативное значение показателя	Обозначение нормативной документации на производство	Среднее значение
1	Диаметр арматуры, мм	10	ГОСТ 31938-2012	10,05
2	Предел прочности при растяжении, МПа	800		1182,08
3	Модуль упругости при растяжении, МПа	50 000		52937,12
4	Предел прочности сцепления с бетоном (при 20 °С), МПа	12		15,12
5	Снижение прочности при растяжении после выдержки в щелочной среде, %	не более 25		4,24
6	Предел прочности сцепления с бетоном после выдержки в щелочной среде, МПа	10		11,96

Были изготовлены и испытывались следующие изделия:

- дорожные плиты 2ПЗ0-18-30;
- дорожные плиты 1ПЗ0-18-30;
- плиты ПСК-СКД размером 5.6х1.4х0.20 м;
- балки БСК-СКД размером 5.6х1.25х0.20 м;
- фундаментные плиты ПЦ-60;
- фундаментные плиты ПЦ-80.

Характер работы всех изделий (за исключением элементов балки днища для станка-качалки БСК-СКН [22]) одинаков – восприятие нагрузки, равномерно распределенной по площади плит, лежащих на упругом основании – уплотненном грунте. Элементы БСК работают как балки-стенки, передающие вертикальную нагрузку от станков-качалок на фундаментную плиту, при этом растягивающие усилия в этих элементах практически отсутствуют.

В результате анализа первоначальных схем армирования и фактической работы конструкций, было предложено альтернативное армирование с использованием ПКА. Стальная рабочая арматура была заменена на ПКА по критерию равнопрочности при растяжении, с сохранением общего количества стержней и их расположения в опалубочной форме. Определение расчетного сопротивления ПКА выполнено в соответствии с методикой, представленной в [6, 7], по формуле:

$$R_{af} = \frac{R_a^H \cdot m_{ai}}{K_a} \quad (1)$$

где K_a – коэффициент безопасности по арматуре, принимаемый для арматуры ПКА равным при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы и $\xi \geq \xi_R$ 1.30;

R_a^H – нормативное сопротивление арматуры, принимаемое как наименьшее контролируемое значение временного сопротивления разрыву по результатам испытаний;

m_{ai} – коэффициент условий работы, принимаемый в соответствии с табл. 3 [6];

$m_{a,\partial}$ – учитывающий продолжительное приложение напряжения, составляет 0.65;

$m_{a,t}$ – учитывающий влияние тепловлажностной обработки при изготовлении бетонных конструкций не более 6 ч при температуре пара 60 °С, составляет 0.9.

$$R_{af} = \frac{1182 \cdot 0,65 \cdot 0,9}{1,3} = 532 \text{ МПа}$$

Расчетное сопротивление стальной арматуры принято в соответствии с [23] равным 355 МПа.

В результате подбора равнопрочной замены стержни стальной арматуры заменены на ПКА в соответствии с таблицей 2.

Таблица 2. Замена стальной арматуры на ПКА, принятая для опытных образцов

№ п/п	Диаметр стального стержня, мм	Диаметр стержня ПКА, мм
1	Ø 8, A400	Ø 6 АКС
2	Ø 10, A400	Ø 8 АКС
3	Ø 12, A400	Ø 10 АКС
4	Ø 14, A400	Ø 12 АКС
5	Ø 16, A400	Ø 14 АКС

Изготовление арматурных сеток и пространственных каркасов, закрепление закладных деталей выполнялось при помощи вязальной проволоки Ø1.4 мм. Толщина защитных слоев обеспечивалась инвентарными фиксаторами либо предварительно изготовленными бетонными подкладками. Шаг стержней, расположение закладных деталей, толщина защитных слоев относительно первоначальных не менялись.



Рисунок 1. Армирование фундаментной плиты ПЦ-80

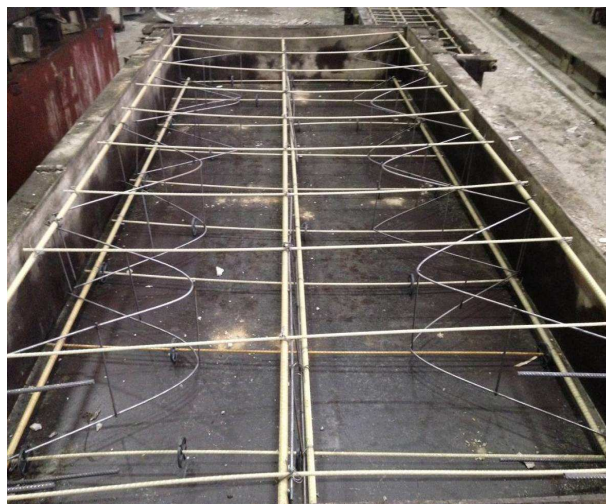


Рисунок 2. Армирование плиты ПСК1-СКН

Ввиду повышенной гибкости арматурных каркасов, выполненных из ПКА, была применена бетонная смесь с подвижностью П4 [24]:

- фундаментная плита ПЦ-80, ПЦ-60 – БСТ В25 П4Ф75 по ГОСТ 7473-10;
- плита дорожная для постоянных дорог 1П – БСТ В 30 П4Ф200W4 по ГОСТ 7473-10;
- плита дорожная для временных дорог 2П – БСТ В22,5П4Ф150W2 по ГОСТ 7473-10;
- комплект БСК, ПСК – БСТ В22,5 П4Ф150 по ГОСТ 7473-10.

При разработке схем испытаний, критериев соответствия конструкций предъявляемым требованиям учитывались значения контрольных нагрузок в соответствии с проектными данными, а также требованиями ГОСТ 21924.2-84 [25], ГОСТ 8829-77 [26].

Схемы испытаний дорожных плит приняты по ГОСТ 21924.2-84. Плита считалась выдержавшей испытание при выполнении двух условий:

- не происходит разрушения плиты: разрыв или проскальзывание растянутой арматуры, смятие или срез бетона сжатой зоны при достижении контрольной нагрузки по прочности;

Gizdatullin G.A., Khusainov R.R., Khozin V.G., Krasnikova N.M. Prochnost' i deformativnost' betonnyh konstrukcyj, armirovannyh polykompozitnymi sterzhnyami [Strength and deformability of concrete structures reinforced with fibre-reinforced polymer bars]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 32-41. doi: 10.5862/MCE.62.4

- максимальная ширина раскрытия трещин не превышает предельно допустимой величины 0.2 мм при достижении контрольной нагрузки по трещиностойкости.

Общая схема испытания дорожных плит приведена на рисунке 3.

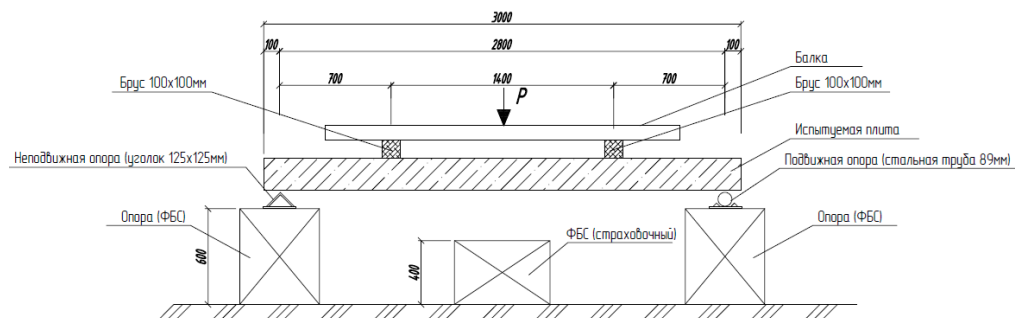


Рисунок 3. Схема испытаний дорожных плит

Анализ характера работы конструкций балок днища (БСК-СКД) и плит (ПСК-СКД) под станки-качалки показал, что за счет равномерного приложения нагрузки растягивающие усилия в изделиях практически отсутствуют. Максимальные нагрузки на данные элементы возникают от собственного веса изделий при погрузочно-разгрузочных работах, монтаже элементов в проектное положение [27–29].

В связи с этим возможные динамические нагрузки на изделия заменяются статическими с коэффициентом динамичности (перегрузки) $K \approx 2$, что достигается уменьшением расстояния между опорами и увеличением консольных участков конструкций до $1/3 L$ (вместо проектного $1/4 L$). Максимальный изгибающий момент, возникающий от собственного веса конструкций при проектном расположении опор на расстоянии $1/4 L$, составляет:

$$M = \frac{P \cdot L^2}{32} \quad (2)$$

При испытаниях изгибающий момент увеличивается:

$$M = \frac{P \cdot L^2}{8} \quad (3)$$

где P – собственный вес 1 п.м. изделий;
 L – длина изделий.

Кроме того, плиты ПСК-СКД и балки БСК-СКД, имеющие меньшую толщину – 200 мм, после длительной выдержки нагружаются дополнительной нагрузкой 480 кг на консоли для проверки сохранности конструкций при коэффициенте перегруза $K \approx 2.5$.

Элементы считаются выдержавшими испытания при выполнении условия: максимальная ширина раскрытия трещин после выдержки в течение 60 мин под собственным весом и дополнительной нагрузкой (для ПСК-СКД, БСК-СКД) не превышает предельно допустимой величины 0.5 мм.

Схема проведения испытания элементов приведена на рисунке 4.

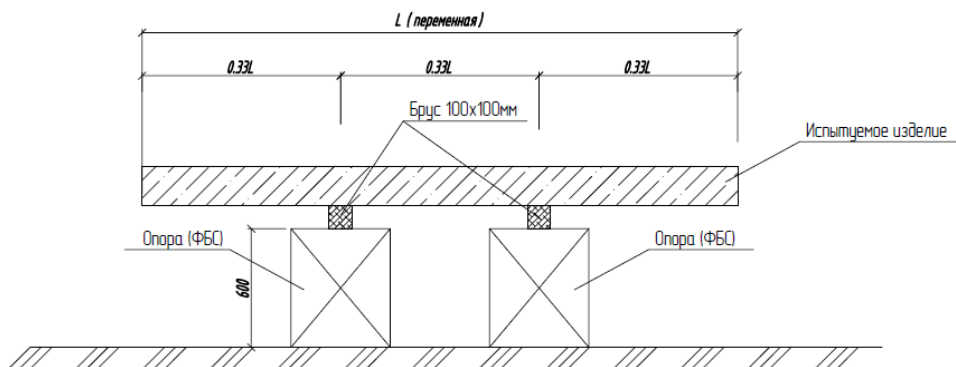


Рисунок 4. Схема проведения испытаний элементов ПСК-СКД, БСК-СКД

Гиздатуллин А.Р., Хусаинов Р.Р., Хозин В.Г., Красникова Н.М. Прочность и деформативность бетонных конструкций, армированных полимеркомпозитными стержнями // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С. 32-41.

В ходе анализа расчетных схем плит ПЦ-60 и ПЦ-80 [30] установлено, что на фундаментные плиты устанавливаются цепные приводы, в зависимости от функционирования которых на плиты действуют три группы нагрузок: рабочие, нерабочие и ремонтные.

При разработке схем испытаний и определении величин контрольных нагрузок принято, что в рабочем состоянии плиты должны соответствовать критериям по первой и второй группам предельных состояний. При проверке трещиностойкости контролируется ширина и высота раскрытия трещин, что обусловлено необходимостью обеспечения целостности конструкций. Максимальная высота развития трещин по толщине изделия лимитируется значением $(h-2a_s) = 240$ мм. Кроме того, для случая непроектных воздействий, плиты должны соответствовать требованиям по первой группе предельных состояний при коэффициенте перегруза $K = 2$. Приложение нагрузок на плиты осуществляется на расстоянии $\frac{1}{4}$ пролета от опор.

Для плит ПЦ-60 и ПЦ-80 величины максимальных изгибающих моментов M_x в рабочем состоянии составляют 6.62 тм. и 11.03 тм. соответственно.

Плита считается выдержавшей испытание при выполнении двух условий:

- не происходит разрушения плиты (разрыв или проскальзывание растянутой арматуры, смятие или срез бетона сжатой зоны при достижении контрольной нагрузки по прочности);
- при достижении контрольной нагрузки по трещиностойкости максимальная ширина раскрытия трещин не превышает предельно допустимой величины 0.5 мм, высота развития трещин не превышает максимальной величины $(h-2a_s) = 240$ мм.

Принципиальная схема испытаний фундаментной плиты под станок-качалку представлена на примере изделия ПЦ-60 на рисунке 5.

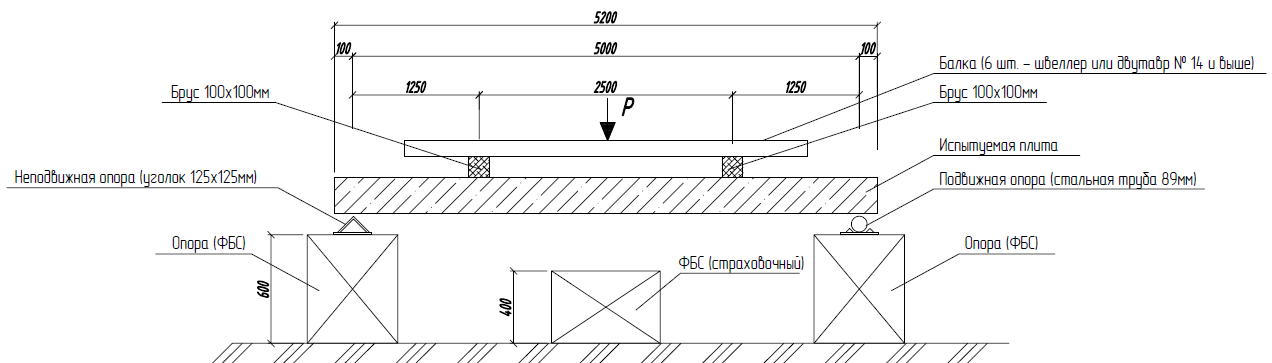


Рисунок 5. Схема испытаний фундаментной плиты ПЦ-60

Данные о контрольных нагрузках и критериях соответствия конструкций предъявляемым требованиям приведены в таблице 3.

Таблица 3. Данные о контрольных нагрузках и критериях соответствия для опытных изделий

№ п/п	Марка изделия	Контрольная нагрузка по трещиностойкости (2 группа пред. состояний), т	Предельные значения		Контрольная разрушающая нагрузка (1 группа пред. состояний), т
			$a_{крс}$, мм	$h_{крс}$, мм	
1	1П30.18-30	6.1	0.2	-	11
2	2П30.18-30	3.8	0.2	-	7
3	ПСК-СКД 5.6х1.4х0.20 м	собственный вес консолей 1/3 длины изделия + ($P = 0.48$ т)	0.5	-	-
4	БСК-СКД 5.6х1.25х0.20 м				-
5	Фундаментная плита ПЦ-60	12	0.5	240	30
6	Фундаментная плита ПЦ-80	16	0.5	240	40

Gizdatullin G.A., Khusainov R.R., Khozin V.G., Krasnikova N.M. Prochnost' i deformativnost' betonnykh konstrukcyj, armirovannykh polykompozitnymi sterzhnyami [Strength and deformability of concrete structures reinforced with fibre-reinforced polymer bars]. Magazine of Civil Engineering. 2016. No. 2. Pp. 32-41. doi: 10.5862/MCE.62.4

После набора бетоном отпускной прочности на специально изготовленных испытательных стендах заводов проведены испытания изделий нагружением. Результаты испытаний изделий (рис. 6) приведены в таблице 4.

Таблица 4. Результаты испытания изделий

№ п/п	Наименование образца	Нагрузка N, кг (время действия T, мин)	Результаты испытания			Требование
			Прогиб, f, мм	Ширина раскрытия трещин, a _{срс} , мм	Высота трещины, h (a _{срс}), мм	
1	2	3	4	5	6	7
1	1П30.18-30	6000	20	0.9	н.д.	a _{срс} не более 0.2 мм
		11000	57	1.8	н.д.	
2	2П30.18-30	3800	3	0.2	н.д.	a _{срс} не более 0.2 мм
		7300	36	1.8		
3	ПСК	480 (15)	0	0.4	н.д.	a _{срс} не более 0.5 мм
4	БСК	480 (15)	1	0.4	н.д.	a _{срс} не более 0.5 мм
5	ПЦ-60	12386	66	1.6	260	a _{срс} не более 0.5 мм, h _{срс} не более 240 мм
		28386	разрушение плиты			
6	ПЦ-80	18200	156	1.9	260	a _{срс} не более 0.5 мм, h _{срс} не более 240 мм
		36200	разрушение плиты			

а)



б)



Рисунок 6. Испытания плит ПЦ-80. а) Контрольная нагрузка по трещиностойкости 16 т. Ширина раскрытия трещин до 1.9 мм. б) Нагрузка 34.2 т, предшествующая разрушающей

По результатам испытаний опытных изделий, армированных ПКА, установлено, что предъявляемым критериям по прочности и трещиностойкости удовлетворяют следующие элементы: дорожные плиты 2П30-18-30, плита ПСК-СКД размерами 5.6х1.4х0.20 м, балка БСК-СКД размерами 5.6х1.25х0.20 м.

Критериям по трещиностойкости не удовлетворяют дорожные плиты 1П30-18-30 – в данных плитах при контрольной нагрузке 6.1 т произошло раскрытие трещин до ширины 0.9...1.3 мм, что превышает максимально допустимую в соответствии с ГОСТ 21924.2-84 величину 0.2 мм. При этом Гиздатуллин А.Р., Хусаинов Р.Р., Хозин В.Г., Красникова Н.М. Прочность и деформативность бетонных конструкций, армированных полимеркомпозитными стержнями // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С. 32-41.

разрушение плит при контрольной нагрузке по прочности не произошло, что свидетельствует о соответствии плит прочностным требованиям.

Критериям по прочности и трещиностойкости не удовлетворяют фундаментные плиты ПЦ-60 и ПЦ-80 – в данных конструкциях при контрольных нагрузках по трещиностойкости 12 т и 16 т произошло раскрытие трещин до ширины 1.6...2.0 и 1.7...1.9 мм соответственно, что превышает максимально допустимую величину 0.5 мм. Контрольные нагрузки по прочности 30 и 40 т не были достигнуты из-за разрушения изделий. Характер разрушения плит ПЦ-60 – по наклонной трещине в месте ослабления сечения отверстием 500x1250 мм, что обусловлено повышенной деформативностью и, как следствие, высотой раскрытия трещин у изделий, армированных ПКА. Характер разрушения плит ПЦ-80 – по нормальным сечениям в середине пролета. Таким образом, для данных конструкций замена стальной арматуры на полимеркомпозитную, подобранную исходя из принципа равнопрочности, не обеспечивает первоначальных эксплуатационных свойств ввиду низкого модуля упругости композитной арматуры, что приводит к повышенной деформативности у конструкций с ее использованием.

Заключение

1. По результатам испытаний показано, что ПКА может успешно применяться для армирования сборных бетонных конструкций, работающих на упругом основании. При этом экономический эффект достигается как за счет минимальных расходов при изготовлении конструкций, так и в ходе эксплуатации за счет увеличенного срока их службы в агрессивных средах по сравнению с традиционной стальной арматурой.

2. Установлено, что в наиболее нагруженных конструкциях, таких как дорожные плиты марки 1П30-18-30, фундаментные плиты ПЦ-60, ПЦ-80, замену рабочей стальной арматуры на ПКА выполнить по принципу равнопрочности без дополнительных изменений в схеме армирования с сохранением эксплуатационных свойств изделий невозможно.

Для сохранения требуемой несущей способности необходима корректировка схемы армирования конструкций путем увеличения площади сечения растянутой арматуры либо более эффективного использования потенциала ПКА. Как установлено в [31], при увеличении удельной поверхности растянутой арматуры (снижении диаметра стержней при сохранении их суммарной площади) существенно возрастает жесткость изгибаемых конструкций, армированных ПКА. Данная особенность ПКА, объясняемая нелинейным распределением напряжений при растяжении [7], и должна в дальнейшем учитываться для более эффективного использования ее высоких прочностных свойств.

Литература

1. Кустикова Ю.О. Напряженно-деформированное состояние сцепления базальтопластиковой арматуры с бетоном: дис. канд. техн. наук. М.: МГСУ. 2014. 187 с.
2. Блазнов А.Н., Волков Ю.П., Луговой А.Н., Савин В.Ф. О химической стойкости стеклопластиковой арматуры // Проектирование и строительство в Сибири. 2003. №3(15). С. 34-37.
3. Бенмкрэйн Б. *Применение композитной арматуры в бетонных конструкциях*. FACI, FCSCE, FIIFC, FCAE. Шербрук, Квебек, 379с.
4. Гиздатуллин А.Р., Хозин В.Г., Кузлин А. Н., Хуснутдинов А. М. Особенности испытаний и характер разрушения полимеркомпозитной арматуры // Инженерно-строительный журнал. 2014. №3. С. 40-47.
5. Кузеванов Д.В. Научно-технический отчет «Конструкции с композитной неметаллической арматурой. Обзор и анализ зарубежных и отечественных нормативных документов». [Электронный ресурс] Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: <http://www.niizhb2.ru/Article/nka2012.pdf> (дата обращения 12.01.2016 г.).
6. Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой. Р-16-78. М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1978. 21с.

References

1. Kustikova Yu.O. *Napryazhenno-deformirovannoye sostoyaniye stsepleniya bazaltoplastikovoy armatury s betonom: dis. kand. tekhn. nauk.* [Stress-strain state of the friction between basalt plastic armature and concrete]. Moscow: MGSU. 2014. 187 p. (rus)
2. Blaznov A.N, Volkov Yu.P., Lugovoy A.N., Savin V.F. O khimicheskoy stoykosti stekloplastikovoy armatury [About chemical properties of fiberglass armature]. *Proyektirovaniye i stroitelstvo v Sibiri*. 2003. No. 3(15) Pp. 34-37. (rus)
3. Benmokreyn B. *Primeneniye kompozitnoy armatury v betonnykh konstruktziyakh* [The appliance of composite armature in concrete constructions]. FACI, FCSCE, FIIFC, FCAE. Sherbruk, Kvebek, 379 p. (rus)
4. Gizdatullin A. R., Khozin V. G., Kuklin A. N., Khusnutdinov A. M., *Osobennosti ispytaniy i kharakter razrusheniya polimerkompozitnoy armatury* [Features of testing and character of destruction of polymercomposite armature]. *Magazine of Civil Engoneering*. 2014. №3. Pp. 40-47. (rus)
5. Kuzevanov D.V. *Nauchno-tehnicheskiiy otchet «Konstruktzii s kompozitnoy nemetallicheskooy armaturoy. Obzor i analiz zarubezhnykh i otechestvennykh normativnykh dokumentov»* [Technical-scientific report: "Constructions with composite non-metallic armature] [online] URL: <http://www.niizhb2.ru/Article/nka2012.pdf> (accessed: 12 January 2016). (rus)

Gizdatullin G.A., Khusainov R.R., Khozin V.G., Krasnikova N.M. Prochnost' i deformativnost' betonnykh konstrukcyj, armirovannykh polykompozitnymi sterzhnyami [Strength and deformability of concrete structures reinforced with fibre-reinforced polymer bars]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 32-41. doi: 10.5862/MCE.62.4

7. Фролов Н.П.. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции // Стройиздат. М. 1980. 102 с.
8. ГОСТ 31938-2012. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. М., 2013. 14 с.
9. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М., 2013. 155 с.
10. CAN/CSA-S6-06 Fibre Reinforced Structures. Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association. 2006. Pp. 693-728.
11. ACI 440.1R-06"Report on Fiber Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures", ACI Committee 440, American Concrete Institute.
12. AASHTO GFRP-1 (2009) "AASHTO LRFD Bridge Design Guide Specifications for GFRP-Reinforced Concrete Bridge Decks and Traffic Railings", American Association of State Highway and Transportation Officials
13. *Recommendations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPFRCC)*. Concrete Engineering Series 82. Japan Society of Civil Engineers. 2008. 113 p.
14. *Guide for the design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars*. CNR-DT. Rome. 2007. 203p.
15. Hassan T., Abdelrahman A., Tadros G., Rizkalla S. Fibre reinforced polymer reinforcing bars for bridge decks. *Canadian journal of civil engineering*. 2000. No. 27. Pp. 839-849.
16. El-Salakawy E., Kassem C., Benmokrane B. Field application of frp composite bars as reinforcement for bridge decks. *4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*. Québec, Canada, 5-8 June 2002.
17. Benmokrane B., El-Salakawy E., Cherrak Z., Wiseman A. Fibre-reinforced polymer composite bars for the structural concrete slabs of a Public Works and Government Services Canada parking garage. *Canadian journal of civil engineering*. 2004. No.31. Pp. 732-748.
18. Phillips K.A., Harlan M., Roberts-Wollmann C.L., Cousins-Charlottesville T.E. *Performance of a bridge deck with glass fiber reinforced polymer bars as the top mat of reinforcement: final contract report*. 2005. 68p.
19. Shahidi F. *Bond degradation between FRP bars and concrete under sustained loads: thesis for the dissertation*. 2003. 239 p.
20. Banson A.K. *Precast bridge deck joints using frp and ultra-high performance concrete: a thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Engineering Science*. Ontario, Canada. 2013. 132 p.
21. Kim Y.H., Gardoni P., Trejo D. Time-Variant Capacity and Reliability of GFRP-Reinforced Bridge Decks. *Second International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies*. Ancona, Italy. 28-30 June 2010.
22. Рабочие чертежи № ПГ 88-15 для изготовления балок и плит БСК-СКД, ПСК-СКД, выполненные ООО «АРСУ».
23. ГОСТ 5781-82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. М., 1994. 14 с.
24. Красникова Н.М., Морозов Н.М., Боровских И.В., Хозин В.Г. Опыт внедрения мелкозернистых бетонов при производстве дорожных плит // Инженерно-строительный журнал. 2014. №7. С.46-54.
25. ГОСТ 21924.2-84*. Плиты железобетонные с ненапрягаемой арматурой для покрытий городских дорог. Конструкция и размеры.-М., 1985. 13 с.
6. Rekomendatsii po raschetu konstruktсий so stekloplastikovoy armaturoy. R-16-78. [Recommendations for analysis of structures with fiberglass reinforcement]. Moscow, NIIZhB Gosstroya SSSR, 1978. 21 p
7. Frolov N.P. *Stekloplastikovaya armatura i stekloplastbetonnyye konstruktсий* [Fiberglass armature and fiberglass concrete constructions]. Stroyizdat. Moscow. 1980. 102p. (rus)
8. GOST 31938-2012. Armatura kompozitnaya polimernaya dlya armirovaniya betonnykh konstruktсий. М., 2013. 14 p.
9. SP 63.13330.2012 Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruktсий. Osnovnyye polozheniya. – М., 2013. 155 s.
10. CAN/CSA-S6-06 Fibre Reinforced Structures. Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association. 2006. Pp. 693-728.
11. ACI 440.1R-06 (2006) "Report on Fiber Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures", ACI Committee 440, American Concrete Institute
12. AASHTO GFRP-1 (2009) "AASHTO LRFD Bridge Design Guide Specifications for GFRP-Reinforced Concrete Bridge Decks and Traffic Railings", American Association of State Highway and Transportation Officials
13. *Recommendations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPFRCC)*. Concrete Engineering Series 82. Japan Society of Civil Engineers. 2008. 113 p.
14. *Guide for the design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars*. CNR-DT. Rome. 2007. 203p.
15. Hassan T., Abdelrahman A., Tadros G., Rizkalla S. Fibre reinforced polymer reinforcing bars for bridge decks. *Canadian journal of civil engineering*. 2000. No. 27. Pp. 839-849.
16. El-Salakawy E., Kassem C., Benmokrane B. Field application of frp composite bars as reinforcement for bridge decks. *4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*. Québec, Canada, 5-8 June 2002.
17. Benmokrane B., El-Salakawy E., Cherrak Z., Wiseman A. Fibre-reinforced polymer composite bars for the structural concrete slabs of a Public Works and Government Services Canada parking garage. *Canadian journal of civil engineering*. 2004. No.31. Pp. 732-748.
18. Phillips K.A., Harlan M., Roberts-Wollmann C.L., Cousins-Charlottesville T.E. *Performance of a bridge deck with glass fiber reinforced polymer bars as the top mat of reinforcement: final contract report*. 2005. 68p.
19. Shahidi F. *Bond degradation between FRP bars and concrete under sustained loads: thesis for the dissertation*. 2003. 239 p.
20. Banson A.K. *Precast bridge deck joints using frp and ultra-high performance concrete: a thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Engineering Science*. Ontario, Canada. 2013. 132 p.
21. Kim Y.H., Gardoni P., Trejo D. Time-Variant Capacity and Reliability of GFRP-Reinforced Bridge Decks. *Second International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies*. Ancona, Italy. 28-30 June 2010.
22. *Rabochiye chertezhi No PG 88-15 dlya izgotovleniya balok i plit BSK-SKD* [Drafts No PG 88-15 for fabrication of beams and slabs BSK-SKD] PSK-SKD. ООО «АРСУ». (rus).
23. GOST 5781-82. Stal goryachekatanaya dlya armirovaniya zhelezobetonnykh konstruktсий. Tekhnicheskiye usloviya. М., 1994. 14 s.
24. Krasnikova N.M., Morozov N.M., Borovskikh I.V., Khozin V.G. Opyt vnedreniya melkozernistykh betonov pri proizvodstve dorozhnykh plit [Implementation experience

Гиздатуллин А.Р., Хусаинов Р.Р., Хозин В.Г., Красникова Н.М. Прочность и деформативность бетонных конструкций, армированных полимеркомпозитными стержнями // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С. 32-41.

26. ГОСТ 8829-85. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний нагружением и оценка прочности, жесткости и трещиностойкости.-М., 1986. 26 с.
27. Барабанщиков Ю.Г., Беляева С.В. Модуль упругости пултрузионного стеклопластика // Фундаментальные исследования в технич. университетах. СПб.: Изд-во СПбГПУ, 2005. – С. 312-313.
28. Теплова Ж.С., Киски С.С., Стрижкова Я.Н. Стеклопластиковая арматура для армирования бетонных конструкций // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. №9 (24). С. 49-70.
29. Барабанщиков Ю.Г., Беляева С.В. Исследование стеклопластиковой арматуры для бетона. Фундаментальные исследования в технич. университетах. СПб.: Изд-во СПбГПУ, 2006. – С. 332-333.
30. Рабочие чертежи «Приустьевая площадка», лист II – АС-41, II – АС-43, «Куст 1727а. Фундамент под станок качалку ПЦ-60» лист 10978-2-АС, лист ФП-ПЦ 6005 выполненные институт ТатНИПИнефть.
31. Гиздатуллин А.Р., Хозин В.Г., Куклин А.Н. Особенности деформирования и разрушения бетонных балок, армированных композитной арматурой различных диаметров. Доклад VIII Академические чтения РААСН, г. Казань, 2014 г.
- of fine-grained concrete in production of road slabs] *Magazine of Civil Engineering*. 2014. No7. Pp.46-54. (rus)
25. GOST 21924.2-84*. Plity zhelezobetonnyye s nenapryagayemoy armaturoy dlya pokrytiy gorodskikh dorog. Konstruktsiya i razmery.-М., 1985. 13 s.
26. GOST 8829-85. Konstruktsii i izdeliya betonnyye i zhelezobetonnyye sbornyye. Metody ispytaniy nagruzheniem i otsenka prochnosti, zhestkosti i treshchinostoykosti.-М., 1986. 26 s.
27. Barabanshchikov Yu.G., Belyayeva S.V. Modul uprugosti pultruzionnogo stekloplastika [Elastic modulus of pultruded feberglass]. *Fundamentalnyye issledovaniya v tekhnich. universitetakh*. St. Petersburg.: Izd-vo SPbGPU. 2005. Pp. 312-313. (rus)
28. Teplova Zh.S., Kiski S.S., Strizhkova Ya. N. Stekloplastikovaya armatura dlya armirovaniya betonnykh konstruksiy [Fiberglass armature for concrete construction reinforcement]. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2014. No. 9(24). Pp. 49-70. (rus)
29. Barabanshchikov Yu.G., Belyayeva S.V. Issledovaniye stekloplastikovoy armatury dlya betona. *Fundamentalnyye issledovaniya v tekhnich. universitetakh*. St. Petersburg: Izd-vo SPbGPU. 2006. Pp. 332-333. (rus)
30. Rabochiye chertezhi «Priusteyevaya ploshchadka», list II – AS-41, II – AS-43, «Kust 1727a. Fundament pod stanok kachalku PTs-60» list 10978-2-AS, list FP-PTs 6005 vpolnennyye institut TatNIPIneft.
31. Gizdatullin A.R., Khozin V.G., Kuklin A.N. Osobennosti deformirovaniya i razrusheniya betonnykh balok, armirovannykh kompozitnoy armaturoy razlichnykh diametrov [Deformation and destruction features of concrete beams with composite reinforcement various width] *Doklad VIII Akademicheskiye chteniya RAASN*, Kazan. 2014.

Антон Ринатович Гиздатуллин,
+7(917)2874466; эл. почта: antonchiks@mail.ru
Равиль Ринатович Хусаинов,
+7(987)2370069; эл. почта:
ravvv_56rus@mail.ru
Вадим Григорьевич Хозин,
+7(843)5104734; эл. почта: borigor83@list.ru
Наталья Михайловна Красникова,
+7(927)4298559; эл. почта: knm0104@mail.ru

Anton Gizdatullin,
+7(917)2874466; antonchiks@mail.ru
Ravil Khusainov,
+7(987)2370069; ravvv_56rus@mail.ru
Vadim Khozin,
+7(843)5104734; borigor83@list.ru
Natalia Krasnikova,
+7(927)4298559; knm0104@mail.ru

© Гиздатуллин А.Р., Хусаинов Р.Р., Хозин В.Г., Красникова Н.М., 2016

Gizdatullin G.A., Khusainov R.R., Khozin V.G., Krasnikova N.M. Prochnost' i deformativnost' betonnykh konstrukcyj, armirovannykh polykompozitnymi sterzhnyami [Strength and deformability of concrete structures reinforced with fibre-reinforced polymer bars]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 32-41. doi: 10.5862/MCE.62.4

doi: 10.5862/MCE.62.5

Прочность полимерного композита (стеклопластика) при межслойном сдвиге

The strength of the polymer composite (fiberglass) with interlaminar shear

*Студент А.А. Болдырева,
студент Ю.А. Яруничева,
студент А.В. Дернакова,
аспирант И.В. Ивашов,
Санкт-Петербургский политехнический
университет Петра Великого, Санкт-
Петербург, Россия*

*A.A. Boldyreva,
Y.A. Yarunicheva,
A. V. Dernakova,
I.I. Ivashov,
Peter the Great St. Petersburg Polytechnic
University, postaddress*

Ключевые слова: межслойный сдвиг;
композит; стеклопластик; полимер;
трехточечный изгиб; короткая балка

Key words: shear; composite; fiberglass;
polymer; three-point bending; short beam

Аннотация. Многослойные стеклопластики – первые практически освоенные волокнистые композиционные материалы. Предел прочности межслойного сдвига является одним из основных параметров, необходимых для расчета конструкций из слоистых композитов. Было проведено испытание образцов многослойного стеклопластика на предел прочности при межслойном сдвиге методом трехточечного изгиба короткой балки, а также исследовано влияние расстояния между опорами на значение предела прочности межслойного сдвига. Испытания проводились на машине Instron 5965 с использованием стандартной оснастки для трехточечного изгиба, а также цифрового USB-микроскопа DigiMicro 2.0 для отслеживания и фиксирования момента появления в образцах трещин, соответствующих межслойному сдвигу. Результатом работы стала оценка применимости метода трехточечного изгиба к определению предела прочности многослойных композитов при межслойном сдвиге. Также было проведено сравнение картин разрушения стеклопластиков другого соотношения полимерной матрицы и стеклянных волокон.

Abstract. Multilayered fiberglasses are the first practically used fibrous composites. The ultimate interlaminar shear strength is one of the key parameters that is necessary to calculate constructions made of laminated composites. This paper presents the test of multilayer fiberglass exemplars for ultimate interlaminar shear strength carried out by means of the Short Beam Shear test. The research of the influence of the distance between pillars on a value of ultimate interlaminar shear strength is presented. Tests have been conducted using an Instron 596 testing machine with the aid of the equipment for a three-point bend and a digital USB microscope of DigiMicro 2.0 for tracking and fixation of the moment of emergence in exemplars of the interlaminar shear cracks. The work results in the feasibility assessment of Short Beam Shear test to define ultimate interlaminar shear strength.

Введение

В настоящее время в сфере строительства всё большую популярность приобретают композиционные материалы, или композиты. Композит – сплошной продукт, состоящий из двух и более материалов, отличных друг от друга по форме, фазовому состоянию, химическому составу, свойствам, скрепленных, как правило, физической связью и имеющих границу раздела между обязательным материалом (матрицей) и ее наполнителями, включая армирующие наполнители.

Одним из наиболее известных композиционных материалов является многослойный стеклопластик, состоящий из нескольких слоев полимерной матрицы и стеклянных волокон. Многослойные стеклопластики – первые практически освоенные волокнистые композиционные материалы. Главными преимуществами стеклопластика являются малый удельный вес, низкая теплопроводность, высокая прочность в направлении армирования, химическая и влагостойкость. Благодаря этим свойствам его часто используют для производства морских и речных судов; в гражданском строительстве стеклопластик применяется для производства оконных рам, дверей, сборных каркасов малоэтажных домов и мобильных временных жилищ [1]. Также стеклопластик Болдырева А.А., Яруничева Ю.А., Дернакова А.В., Ивашов И.В. Прочность полимерного композита (стеклопластика) при межслойном сдвиге // Инженерно-строительный журнал. 2016. № 2(62) С. 42-50

используется в производстве арматуры, труб различного назначения, вентиляционных систем, тонких рулонных покрытий, а также многослойных панелей. Стеклопластики обладают хорошими параметрами радиопрозрачности, что позволяет использовать их для изготовления различных укрытий для антенн и локаторов.

Таким образом, многослойный стеклопластик в основном используется в оболочечных конструкциях, для расчета прочности и определения ресурса которых необходимым параметром является предел прочности при межслойном сдвиге в силу анизотропии свойств материала. Точное определение предела прочности при межслойном сдвиге является достаточно сложной задачей: существует большое количество экспериментальных методов, но большинство из них не обеспечивает однородность напряженного состояния, а потому обладает низкой точностью. Более точные методы требуют специального оборудования, сложной геометрии образцов и использования тензорезисторов. В данной статье рассматривается применение относительно простого метода испытания короткой балки.

Обзор литературы

Основной сложностью в проведении испытаний на межслойный сдвиг является получение однородного поля напряжений, что породило огромное количество методов испытаний, которых на сегодняшний день существует более десятка. Подробные обзоры представлены в [1–3], [4–8]. Большинство методов, описанных в [1], не получили широкого распространения ввиду их недостаточной точности, сложности изготовления образцов и проведения экспериментов. Обзор [2] дает заключение, что единственным точным методом можно признать метод Iosipescu (рис. 1), который требует специального оборудования, использования тензорезисторов и образцов сложной геометрии. Обзор современных методов [3] показывает, что на сегодняшний день наряду с Iosipescu однородное напряженное состояние можно получить с помощью метода V-Notched Rail Shear (рис. 1), но на практике сложность его проведения тоже достаточно высока.



Рисунок 1. Оборудование для методов Iosipescu (слева) и V-Notched Rail Shear (справа)

Наиболее простым, но дающим достаточно хорошую оценку предела прочности межслойного сдвига является трехточечный изгиб короткой балки (short beam shear test) [1–3]. Часто в литературе предел прочности, полученный при таком испытании, называют кажущимся пределом прочности при межслойном сдвиге (apparent shear strength) ввиду присутствия сложного напряженного состояния. Особенностью таких испытаний является необходимость обеспечения разрушения по касательным напряжениям [1], [9], [10–12], то есть обеспечение моды разрушения, соответствующей разрушению сдвигом. Другим недостатком этого вида испытания является невозможность точного определения модуля сдвига, в то время как методы Iosipescu и V-Notched Rail Shear позволяют сделать это с достаточно высокой точностью. В статье [8] показано, что можно получить достаточно точные значения модуля сдвига лишь при очень низком его значении по сравнению с продольным модулем Юнга.

Испытания регламентируются стандартами [4–7], в которых описываются приемлемые моды разрушения, а также геометрические размеры образца, расстояние между опорами, радиусы закругления опор и нагружающего элемента. Эти параметры различны во всех рассмотренных стандартах; представляет интерес обоснование выбора именно таких значений. Также стандарты

Boldyreva A.A., Yarunicheva Y.A., Dernakova A. V., Ivashov I.I. Prochnost' polymernogo kompozita (stekloplastika) pri mezhslaynom sdvige [The strength of the polymer composite (fiberglass) with interlaminar shear]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 42-50. doi: 10.5862/MCE.62.5

[4–7] допускают возможность использования образцов различных размеров, но значения радиусов закругления опор и нагружающего элемента остаются неизменными, что несомненно может давать разные результаты для образцов разных размеров из одного и того же материала, что также отмечается в статье [9]. В статьях [9], [10] представлен анализ влияния радиуса закругления нагружающего элемента, а также расстояния между опорами на значение предела прочности. Эти параметры значительно влияют на моду разрушения: при слишком большом радиусе и/или малом расстоянии между опорами происходит смятие образца, при большом расстоянии между опорами увеличивается влияние растягивающих и сжимающих напряжений, при малом радиусе нагружающего элемента возникает большая локальная неоднородность напряжений. Прочность полимерного композита (стеклопластика) при межслойном сдвиге, когда расстояние между опорами слишком маленькое или слишком большое, не может считаться достоверной из-за возникновения посторонних деформаций [20–22].

В соответствии с [10] для разрушения по касательным напряжениям необходимо обеспечить соотношение:

$$4 < s / h < 9, \quad (1)$$

где s – расстояние между опорами;
 h – толщина образца.

Но также отмечается, что значение кажущегося предела прочности межслойного сдвига значительно увеличивается при уменьшении расстояния между опорами и приближается к значению, полученному методом Iosipescu. В стандартах устанавливаются следующие значения параметра : [4],[5],[7] – 5, [6] – 4.

В работах [12], [13] показано, что для композитов на основе арамидного волокна при кажущийся предел прочности оказывается примерно на 20 % ниже реального предела прочности межслойного сдвига. Также представлена аналитическая зависимость для нахождения предела прочности межслойного сдвига из кажущегося предела прочности при использовании предела прочности на сжатие.

Постановка задачи

Целью работы является определение кажущегося предела прочности межслойного сдвига методом трехточечного изгиба для многослойного стекловолоконного композита, а также исследование влияния расстояния между опорами на значения предела прочности и получаемой моды разрушения.

Методика проведения эксперимента

Исследуется многослойный стекловолоконный композит, матрица – полиэфирная смола, волокно – стеклоткань полотняного плетения плотностью 300 г/м². Материал изготовлен методом ручной выкладки, содержание стекловолокна в объеме композита около 40 %. Испытания проводились на машине Instron 5965, с использованием стандартной оснастки для трехточечного изгиба, с радиусами закругления опор и нагружающего элемента мм. Учитывая, что в стандартах [4–7] регламентируются опоры меньшего радиуса, образцы выбирались больших размеров: длина мм, толщина мм, ширина мм. Нагружение проводилось с постоянной скоростью, управление производилось по перемещениям, поэтому данная величина имеет размерность [мм/с]: мм/с. Схема испытания представлена на рисунке 2.

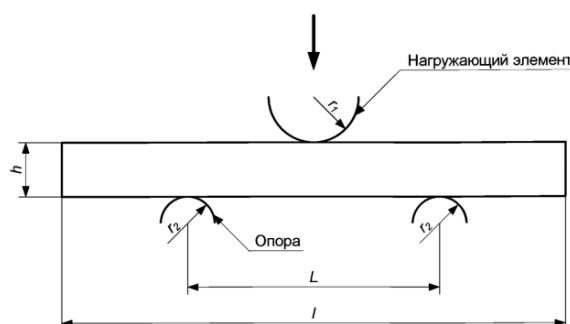


Рисунок 2. Схема нагружения из [4]

Испытания проводились на 14 образцах, разделенных на 4 группы. Испытания для каждой группы образцов проводились при различных значениях расстояния между опорами, в соответствии с соотношением (1). Для каждого образца была построена диаграмма разрушения, где Δx – это перемещение нагружающего элемента, для контроля моды разрушения образцов использовался USB микроскоп: делалась серия фотографий, которая сопоставлялась с диаграммой разрушения и по диаграмме определялась максимальная сила $F_{\max}$, которая вызвала разрушение по межслойному сдвигу. Кажущийся предел прочности межслойного сдвига высчитывался по формуле:

$$\tau_{\max} = \frac{3 F_{\max}}{4 b h}, \quad (2)$$

где $\tau_{\max}$ – предел прочности при межслойном сдвиге, МПа;

$F_{\max}$ – максимальная нагрузка, Н;

b – ширина образца, мм;

h – толщина образца, мм.

Результаты испытаний

Результаты проведения экспериментов и вычислений представлены в таблицах 1–4 и на рисунках 3–6.

Таблица 1. Результаты вычисления кажущегося предела прочности при межслойном сдвиге при $s = 14$ мм

№ п/п	b, мм	h, мм	$F_{\max}$, Н	$\tau_{\max}$, МПа
1	15.860	2.677	1779	31.426
2	14.723	2.793	1716	31.298
3	15.440	2.790	1454	25.319
4	15.893	2.663	1576	27.926

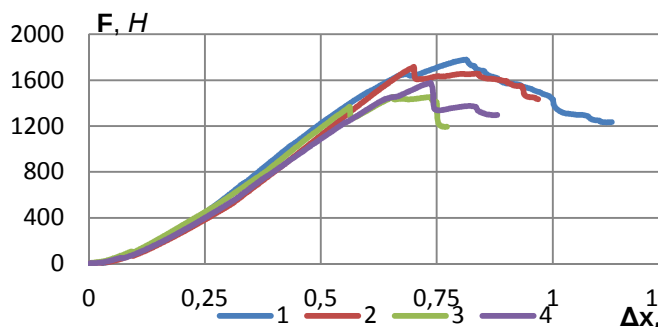


Рисунок 1. Диаграмма разрушения для $s = 14$ мм (образцы 1–4)

Таблица 2. Результаты вычисления кажущегося предела прочности при межслойном сдвиге при $s = 16$ мм

№ п/п	b, мм	h, мм	$F_{\max}$, Н	$\tau_{\max}$, МПа
5	15.5	2.70	1601	28.694
6	14.6	2.69	1620	30.944
7	15.96	2.70	1827	31.801
8	15.88	2.703	1537	26.848

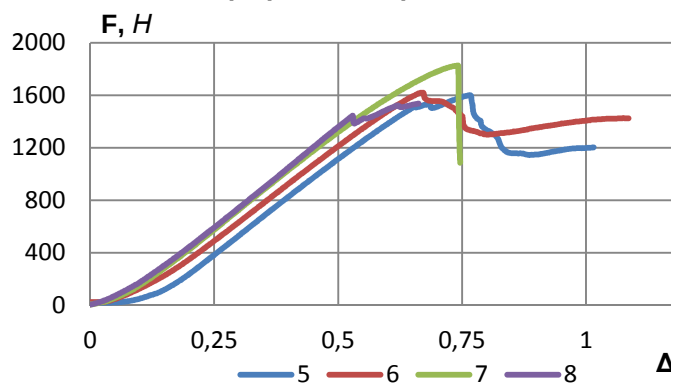


Рисунок 2. Диаграмма разрушения для $s = 16$ мм (образцы 5–8)

Таблица 3. Результаты вычисления кажущегося предела прочности при межслойном сдвиге при $s = 18$ мм

№ п/п	b, мм	h, мм	$F_{\max}, \text{H}$	$T_{\max}, \text{МПа}$
9	15.093	2.817	1293	22.814
10	15.717	2.717	1395	24.514
11	15.293	2.773	1572	27.803

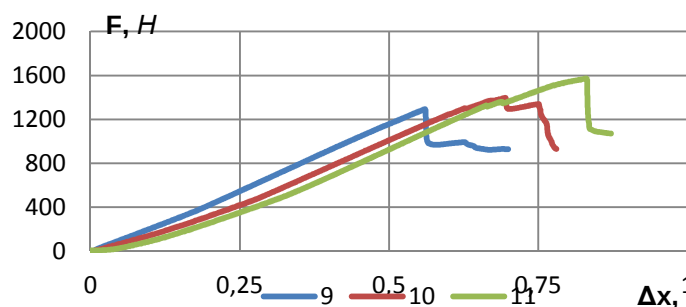


Рисунок 3. Зависимость прочности при $s = 18$ мм (образцы 9–11)

Таблица 4. Результаты вычисления кажущегося предела прочности при межслойном сдвиге при $s = 20$ мм

№ п/п	b, мм	h, мм	$F_{\max}, \text{H}$	$T_{\max}, \text{МПа}$
12	15.513	2.703	1663	29.759
13	16.08	2.767	1473	24.842
14	15.85	2.657	1444	25.724

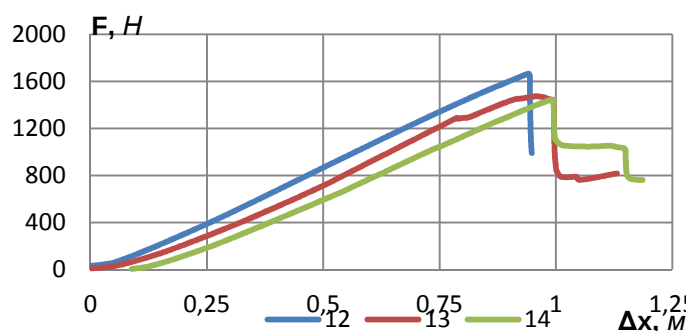
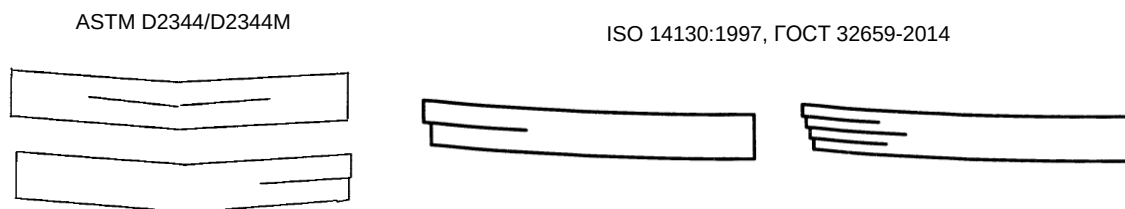


Рисунок 4. Зависимость прочности при $s = 20$ мм (образцы 12–14)

Анализ результатов

В соответствии со стандартами [4–7] схематичные представления мод разрушения, которые могут получиться в результате эксперимента, выглядят следующим образом:

Моды разрушения по сдвигу



Смешанные моды разрушения

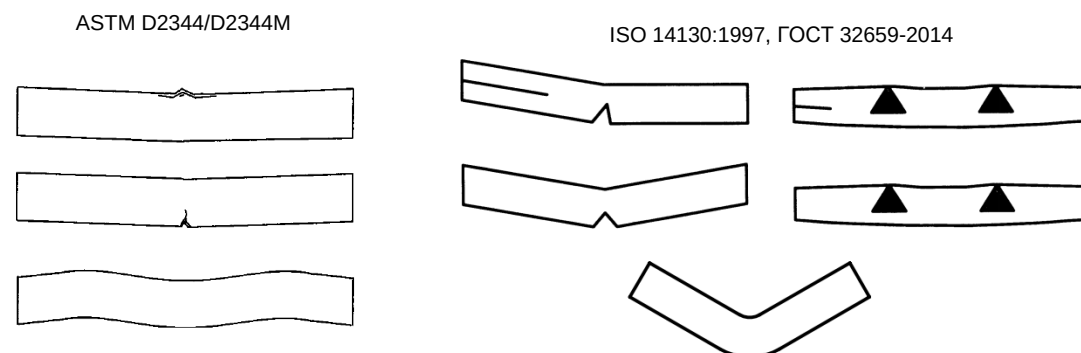


Рисунок 7. Схематичное изображение возможных мод разрушения: слева стандарт [6], справа стандарты [4], [5]. Приемлемыми считаются только чистые моды разрушения по межслойному сдвигу

С помощью микроскопа для каждого образца были получены фотографии, которые впоследствии сравнивались со схематическими изображениями на рисунке 7. Типичные моды разрушения показаны на рисунке 8.

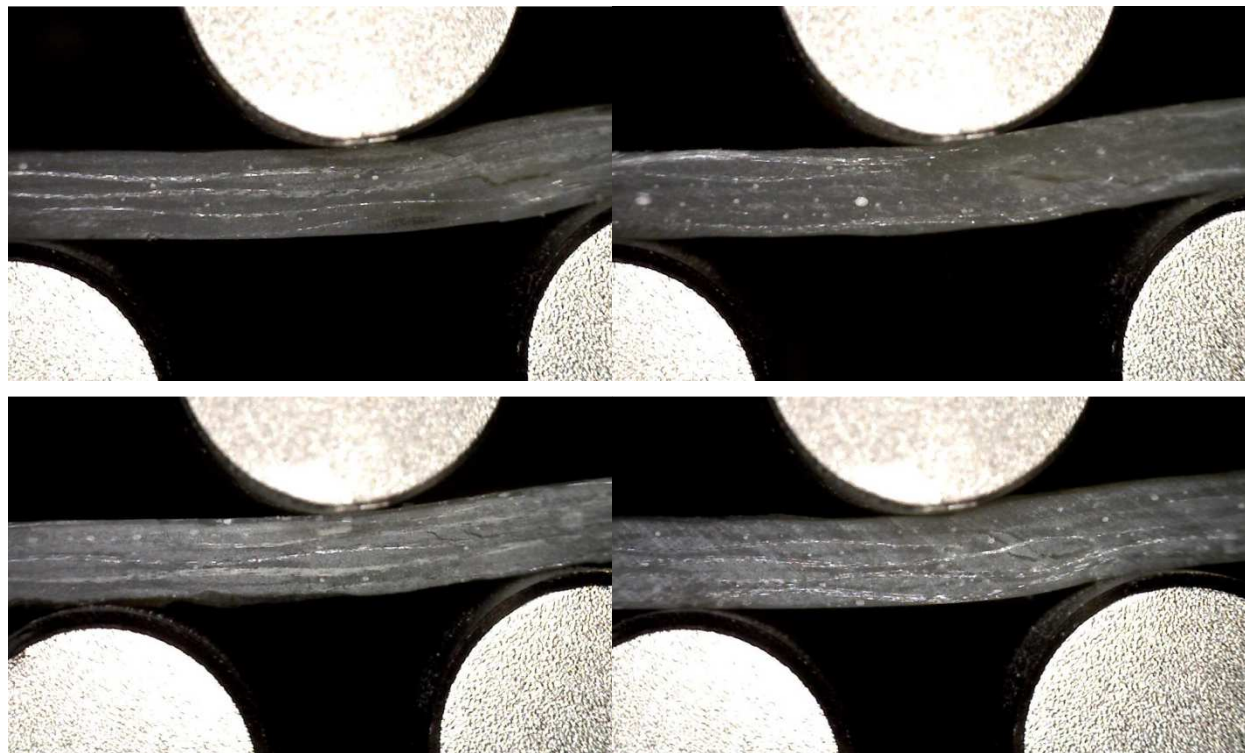


Рисунок 8. Типичные моды разрушения, полученные в результате испытаний

Полученные моды разрушения не похожи на те, что представлены в стандартах [4–7] в качестве допустимых, но трещина во всех случаях появляется вблизи срединной линии, что указывает на разрушение вследствие действия касательных напряжений. Схожая картина разрушения показана в статье [11] при исследовании композитов из углеродного волокна, что позволяет говорить о достоверности полученных результатов. Такой тип разрушения, скорее всего, возникает из-за высокого содержания смолы: разрушение происходит в интерфейсном слое по критерию максимальных нормальных напряжений, в результате чего возникают трещины под углом 45° к оси балки, которые видны на рисунке 8. Также после изучения образцов, прошедших испытания, можно сказать, что разрушение происходит лишь в матрице композита, так как получившаяся трещина закрывается после снятия нагрузки.

Два образца были исключены из выборки (образцы № 1, 3), так как их моды разрушения имеют смешанный характер (рис. 9).

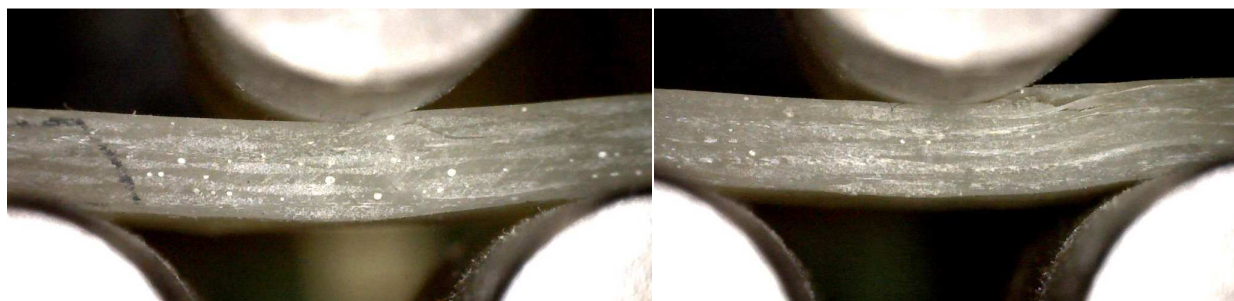


Рисунок 9. Образцы №1 и №3 со смешанными модами разрушения

После нахождения усреднённого значения кажущегося предела прочности межслойного сдвига для каждого расстояния между опорами был построен график зависимости предела прочности при межслойном сдвиге от расстояния между опорами (табл. 6, рис. 10), который

Boldyreva A.A., Yarunicheva Y.A., Dernakova A. V., Ivashov I.I. Prochnost' polymernogo kompozita (stekloplastika) pri mezhslaynom sdvige [The strength of the polymer composite (fiberglass) with interlaminar shear]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 42-50. doi: 10.5862/MCE.62.5

аналогичен графикам из [10] для композитов из углеволокна. Также интересный факт отмечается в [9]: ранние версии стандарта [7] регламентируют значение параметра для стекловолоконистых композитов и для всех остальных армированных композитов, что означает появление смешанных мод вблизи этих значений. В нашем случае смешанные моды появились при значениях.

Таблица 6. Среднее значение кажущегося предела прочности, полученного при различных расстояниях между опорами

S, мм	$\langle \tau_{max} \rangle$, МПа
14	29.612
16	29.572
18	25.044
20	26.775

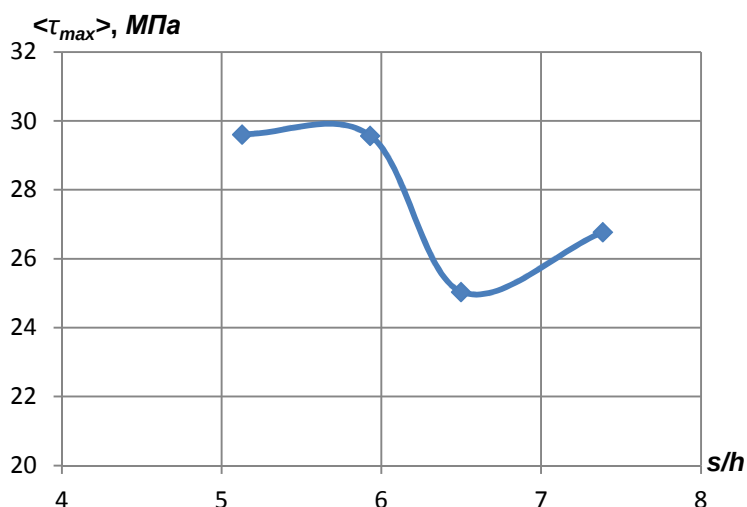


Рисунок 6. График зависимости усредненного значения кажущегося предела прочности межслойного сдвига от параметра s/h

Выводы

Исходя из анализа результатов проведенных испытаний на определение кажущегося предела прочности при межслойном сдвиге методом трехточечного изгиба короткой балки, а также материалов других работ, можно сделать следующие выводы:

1. Метод трехточечного изгиба короткой балки может успешно применяться для оценки предела прочности стеклопластиков при межслойном сдвиге при соблюдении некоторых условий. Расстояние между опорами должно быть достаточно малым, чтобы снизить влияние сжатия вдоль волокон, и достаточно большим, чтобы исключить значительное сжатие поперек плоскости слоев. Показано, что для испытанного стеклопластика, при использовании оснастки с радиусами опор и нагружающего элемента мм, приемлемым соотношением между расстояния между опор и толщиной образца является .

2. Картины разрушения образцов не соответствуют указанным в стандартах, что объясняется достаточно низким содержанием стекловолокна в объеме композита: разрушение происходит только в матрице по критерию максимальных нормальных напряжений, о чем свидетельствуют характерные трещины, возникающие под углом 45° к оси балки вблизи срединной линии. Схожая картина разрушения обнаружена и для других композитов [11].

3. Несмотря на то, что кажущийся предел прочности межслойного сдвига оказывается ниже реального предела прочности, его значение можно уточнить, используя аналитическое выражение из [12], для которого требуется значение предела прочности на сжатие вдоль волокон.

Литература

1. Тарнопольский Ю.М., Кинцис Т.Я, Методы статических испытаний армированных пластиков, М.: Изд-во ХИМИЯ МОСКВА, 1981, 270 с.
2. Test methods for composites A status report, shear test method, U.S. Department of Transportation Federal Aviation Administration, 1993, 30-31 с.
3. Don Adams, A comparison of shear test methods [Электронный ресурс]. URL: <http://www.compositesworld.com/articles/a-comparison-of-shear-test-methods> (дата обращения: 10.01.2016)
4. Сибгатуллин К.Э., Сибгатуллин Э.С. Оценка прочности слоистоволокнистых композиционных материалов

References

1. Tarnopolskiy Yu.M., Kintsis T.Ya, *Metody staticheskikh ispytaniy armirovannykh plastikov* [Methods of static testing of reinforced plastics]. Moscow: KhIMIYa MOSKVA, 1981. 270 p. (rus)
2. Test methods for composites A status report, shear test method, U.S. Department of Transportation Federal Aviation Administration, 1993. pp. 30-31.
3. Adams D. A comparison of shear test [online]. URL: <http://www.compositesworld.com/articles/a-comparison-of-shear-test-methods> (accessed: 10 January 2016)
4. Sibgatullin K.E., Sibgatullin E.S. Otsenka prochnosti sloistovoloknistykh kompozitsionnykh materialov struktury $[\pm]c$ [Strength valuation of $[\pm]c$ structured fibrous

Болдырева А.А., Яруничева Ю.А., Дернакова А.В., Ивашов И.В. Прочность полимерного композита (стеклопластика) при межслойном сдвиге // Инженерно-строительный журнал. 2016. № 2(62) С. 42-50

- структуры [±]с // Механика композиционных материалов и конструкций. 2008. Т.14. №4. С. 572-582.
5. Доан Чак Луат., Дудченко А.А., Лурье С.А. Моделирование деградации свойств композита при растрескивании и расслоении при статическом и циклическом нагружении // Механика композиционных материалов и конструкций. 2008. Т.14. №4. С. 623-637
 6. Гаврюшина Н. Т., Букеткин Б. В. Исследование прочности армированных композитных образцов при трехточечном изгибе // Наука и образование: электронное научно-техническое издание. МГТУ им. Н.Э. Баумана. 2014. № 12.
 7. Димитриенко Ю. И., Губарева Е. А., Яковлев Д. О. Асимптотическая теория вязкоупругости многослойных тонких композитных пластин // Наука и образование: электронное научно-техническое издание. МГТУ им. Н.Э. Баумана. 2014. №10. с. 359-382.
 8. ГОСТ 32492-2013. Изделия профильные композитные полимерные для армирования строительных материалов конструкций Методы определения физико-механических характеристик, Евразийский совет по стандартизации, метрологии и сертификации. Минск. 2013.
 9. Ziad K. Awad, ThiruAravinthan. Geometry effect on the behaviour of single and glue-laminated glass fibre reinforced polymer composite sandwich beams loaded in four-point bending. *Material and design*. 2012. No. 39.
 10. Yuliya K. Gulyaeva, Vasily V. Kaicheva, Vladimir I. Zaikovskii, Alexey P. Sukneva, Bair S. Bal'zhinimaeva, Selective hydrogenation of acetylene over Pd/Fiberglass catalysts: Kinetic and isotopic studies. *Applied Catalysis A: General*. 2015. No.506.
 11. Toshihiro Kogure, Ritsuro Miyawaki, Yasuyuki Banno. The true structure of wonosite, an interlayer-deficienttrioctahedral sodium mica. *American Mineralogist*. 2005. Pp. 725–731.
 12. Димитриенко Ю.И., Губарева Е.А., Яковлев Д.О. Асимптотическая теория вязкоупругости многослойных тонких композитных пластин // Наука и образование. МГТУ им. Н.Э. Баумана. 2014. №10. С. 359-382.
 13. Щербак А.О., Сапожников С.Б. Влияние радиуса закругления опор на точность определения межслойного модуля сдвига армированных пластиков из испытаний коротких балок изгиб // Известия Челябинского научного центра. 2001. №2(11).
 14. ГОСТ 32659-2014. Композиты полимерные методы испытаний, определение кажущегося предела прочности при межслойном сдвиге методом испытания короткой балки, М.: Стандартиформ. 2014.
 15. ISO 14130.1997.
 16. ASTM D2344 / D2344M
 17. DIN EN 2563
 18. Don Adams, The short beam shear test method for composite material. [Электронный ресурс]. URL: www.compositesworld.com/articles/the-short-beam-shear-test-method-for-composite-materials (дата обращения:10.01.2016)
 19. Don Adams, The short beam shear test. [Электронный ресурс]. URL: www.compositesworld.com/articles/the-short-beam-shear-test (дата обращения: 10.01.2016)
 20. C. A. Steeves, N. A. Fleck. Collapse mechanisms of sandwich beams with composite faces and a foam core, loaded in three-point bending. Part II: experimental investigation and numerical modelling. *Mechanical sciences*. 2004. No. 46.
 21. Xiwen Jia, Zihui Xia, Bohong Gu. Numerical analyses of 3D orthogonal woven composite under three-point bending laminated composites] // *Mekhanika kompozitsionnykh materialov i konstruksiy*. 2008. Vol.14. No.4. Pp. 572-582. (rus)
 5. Doan Chak Luat., Dudchenko A.A., Lurye S.A. Modelirovaniye degradatsii soystv kompozita pri rastreskivani i rassloenii pri staticheskom i tsiklicheskom nagruzhении [Modeling of composite properties degradation while bursting and exfoliation at static and cycling stressing] // *Mekhanika kompozitsionnykh materialov i konstruksiy*. 2008. Vol.14. No.4. Pp. 623-637. (rus)
 6. Gavryushina N. T., Buketkin B. V. Issledovaniye prochnosti armirovannykh kompozitnykh obraztsov pri trekhtocheynom izgibe [Investigation of reinforced composite samples' strength at three-point bending]. *Nauka i obrazovaniye: elektronnoye nauchno-tekhnicheskoye izdaniye*. MGTU im. N.E. Bauman. 2014.No.12. (rus)
 7. Dimitriyenko Yu. I., Gubareva Ye. A., Yakovlev D. O. Asimptoticheskaya teoriya vyazkoupругosti mnogoslonykh tonkikh kompozitnykh plastin [Asymptotic theory of viscoelasticity of multi-layer composite plates]. *Nauka i obrazovaniye: elektronnoye nauchno-tekhnicheskoye izdaniye*. MGTU im. N.E. Bauman. 2014.No.10. pp. 359-382. (rus)
 8. GOST 32492-2013. Izdeliya profilnyye kompozitnyye polimernyye dlya armirovaniya stroitelnykh materialov konstruksiy Metody opredeleniya fiziko-mekhanicheskikh kharakteristik [Composite profile polymeric production for reinforcing of building materials constructions Methods of determination of physical-mechanical characteristics]. *Yevraziyskiy sovet po standartizatsii, metrologii i sertifikatsii*. Minsk. 2013. (rus)
 9. Ziad K. Awad, ThiruAravinthan Geometry effect on the behaviour of single and glue-laminated glass fibre reinforced polymer composite sandwich beams loaded in four-point bending. *Material and design*. 2012. No. 39.
 10. Yu. K. Gulyaeva, V. V. Kaicheva, V. I. Zaikovskii, A. P. Sukneva, B. S. Bal'zhinimaeva. Selective hydrogenation of acetylene over Pd/Fiberglass catalysts: Kinetic and isotopic studies. *Applied Catalysis A: General*. 2015.No.506.
 11. Toshihiro Kogure, Ritsuro Miyawaki, Yasuyuki Banno. The true structure of wonosite, an interlayer-deficienttrioctahedral sodium mica. *American Mineralogist*. 2005. Pp. 725–731.
 12. Dimitriyenko Yu.I., Gubareva Ye.A., Yakovlev D.O. Asimptoticheskaya teoriya vyazkoupругosti mnogoslonykh tonkikh kompozitnykh plastin [Asymptotic theory of viscoelasticity of multi-layer composite plates]. *Nauka i obrazovaniye*. MGTU im. N.E. Bauman. 2014. No. 10. Pp. 359-382.
 13. Shcherbakova A.O., Sapozhnikov S.B. Vliyaniye radiusa zakrugleniya opor na tochnost opredeleniya mezhsloynogo modulya sdviga armirovannykh plastikov iz ispytaniy korotkikh balok izgib [Influence of rounding radius of supports on accuracy of determination of shift module of reinforced plastics from short beam test]. *Izvestiya Chelyabinskogo nauchnogo tsentra*. 2001. No.2(11).
 14. GOST 32659-2014 Kompozity polimernyye metody ispytaniy, opredeleniye kazhushchegosya predela prochnosti pri mezhsloynom sdvige metodom ispytaniya korotkoy balki [Polymeric composites testing methods, determination of seeming strength limit while interlaminar shift by short beam test], Moscow: Standartinform. 2014.
 15. ISO 14130.1997.
 16. ASTM D2344 / D2344M
 17. DIN EN 2563

Boldyreva A.A., Yarunicheva Y.A., Dernakova A. V., Ivashov I.I. Prochnost' polymernogo kompozita (stekloplastika) pri mezhsloynom sdvige [The strength of the polymer composite (fiberglass) with interlaminar shear]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 42-50. doi: 10.5862/MCE.62.5

- from multi-scale microstructure approach. *Computational Materials Science*. 2013. No. 79.
22. Liwei Wu, Fa Zhang, Baozhong Sun, Bohong Gu. Finite element analyses on three-point low-cyclic bending fatigue of 3-D braided composite materials at microstructure level. *International Journal of Mechanical Sciences*. 2014. No. 84.
23. Jane Maria Faulstich de Paiva, Sergio Mayer. Mirabel Cerqueira Rezende. Evaluation of mechanical properties of four different carbon/epoxy composites used in aeronautical field. *SBPMAT*. 2003. Vol.2.
18. Don Adams, The short beam shear test method for composite material. [online]. URL.: www.compositesworld.com/articles/the-short-beam-shear-test-method-for-composite-materials (accessed:10 January 2016)
19. Don Adams, The short beam shear test. [online]. URL.: www.compositesworld.com/articles/the-short-beam-shear-test (accessed: 10.01.2016)
20. Craig A. Steeves, Norman A. Fleck Collapse mechanisms of sandwich beams with composite faces and a foam core, loaded in three-point bending. Part II: experimental investigation and numerical modelling. *Mechanical sciences*. 2004. No. 46.
21. XiwenJia , ZihuiXia , BohongGu. Numerical analyses of 3D orthogonal woven composite under three-point bending from multi-scale microstructure approach. *Computational Materials Science*. 2013. No. 79.
22. Liwei Wu, Fa Zhang, Baozhong Sun, BohongGu Finite element analyses on three-point low-cyclic bending fatigue of 3-D braided composite materials at microstructure level. *International Journal of Mechanical Sciences*. 2014. No.84.
23. Jane Maria Faulstich de Paiva, Sergio Mayer; Mirabel Cerqueira Rezende, Evaluation of mechanical properties of four different carbon/epoxy composites used in aeronautical field. *SBPMAT*. 2003. Vol.2.

Анастасия Андреевна Болдырева,
+7(921)7424287; эл. почта:
anastasiaboldyreva96@gmail.com
Юлия Алексеевна Яруничева,
+7(911)2314977; эл. почта:
julija.jarunicheva@gmail.com
Александра Вячеславовна Дернакова,
+7(911)7749023; эл. почта:
sasha231296@mail.ru
Илья Владимирович Ивашов,
+7(950)0323148; эл. почта:
i.ivashov55@gmail.com

Anastasia Boldyreva,
+7(921)7424287;
anastasiaboldyreva96@gmail.com
Yuliya Yarunicheva,
+7(911)2314977; julija.jarunicheva@gmail.com
Aleksandra Dernakova,
+7(911)7749023; sasha231296@mail.ru
Ilia Ivashov,
+7(950)0323148; i.ivashov55@gmail.com

© Болдырева А.А., Яруничева Ю.А., Дернакова А.В., Ивашов И.В., 2016

doi: 10.5862/MCE.62.6

Совершенствование расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу. Часть 2. Модифицированные модели расчета главных и касательных напряжений

Improvement of shear strength design of a road structure. Part 2. Modified models to calculate the principal and shear stresses

Канд. техн. наук, доцент А.С. Александров,
канд. техн. наук, доцент Г.В. Долгих,
аспирант А.Л. Калинин,
*Сибирская государственная автомобильно-
дорожная академия, г. Омск, Россия*

A.S. Aleksandrov,
G.V. Dolgikh,
A.L. Kalinin,
*Siberian State Automobile And Highway
Academy, Omsk, Russia*

Ключевые слова: главные напряжения;
касательные напряжения; сопротивление
сдвигу; грунты; дискретные материалы

Key words: principal stress; shear stress; shear
strength; soils; discrete materials

Аннотация. Основания дорожных одежд из дискретных материалов получили широкое распространение в практике строительства автомобильных дорог во всем мире. Экспериментальные исследования различными нагрузками показали, что адекватный расчет напряжений по формулам механики сплошной среды практически невозможен. В статье представлен способ модификации моделей расчета напряжений, применение которого позволяет дополнять решения механики зернистой среды и инженерных способов зависимостями для расчета минимального σ_3 . По этому способу выполнена модификация ряда решений, в статье приведены модифицированные модели. Эти модели позволяют вычислять главные напряжения в полупространстве и слое конечной толщины в сечении по оси симметрии нагрузки, распределенной по круглой площадке. Приведено сопоставление результатов расчета с данными эксперимента, выполненного испытанием дорожной конструкции подвижной нагрузкой при помощи кольцевого стенда в университете Кентерберри.

Abstract. The grounds for road pavements made of granular materials are widely used in the practice of road construction all over the world. Experimental studies of different loads have shown that an adequate stress calculation using the formulas of continuum mechanics is practically impossible. The paper presents the method of modifying stress analysis models, which allows using complementary solutions mechanics of granular medium and engineering methods to calculate the minimum dependencies principal stress σ_3 . Using this method, the modification of a number of solutions has been carried out. The given article provides the modified models. These models allow the calculation of the principal stresses in the half-space and the layer of finite thickness in a section along the axis of symmetry of the load distributed on a circular platform. The comparison of the calculation results with the experimental data performed by the test execution of road construction moving load using a ring stand of the University of Canterbury has been presented.

Введение

В практике строительства оснований дорожных одежд широкое распространение получили дискретные материалы. По сравнению с материалами, обработанными вяжущими, они имеют более низкие показатели прочности и деформируемости, но обладают высокой ремонтпригодностью. Например, холодный ресайклинг позволяет повторно применять дискретные материалы, обработав их вяжущими. В связи с этим за рубежом при новом строительстве основания дорожных одежд устраивают из дискретных материалов, а при капитальном ремонте их укрепляют различными вяжущими при помощи глубокого ресайклирования. Если принять такую стратегию строительства и ремонта дорог, то становится очевидным, что адекватный экспериментальным данным расчет Aleksandrov A.S., Dolgikh G.V., Kalinin A.L. Sovershenstvovanie rascheta dorozhnykh konstrukcij po soprotivleniyu sdvigu. Chast' 2. Modificirovannye modeli rascheta glavnykh i kasatelnykh napryazhenij [Improvement of shear strength design of a road structure. Part 2. Modified models to calculate the principal and shear stresses]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 51-68. doi: 10.5862/MCE.62.6

напряженно-деформированного состояния (НДС) дискретных материалов позволит правильно подобрать материалы слоев и рассчитать их толщину. Решение этой задачи позволит добиться соответствия проектного и фактического сроков службы конструкции.

Проблема строительства оснований дорожных одежд из дискретных материалов включает в себя три задачи.

Первая задача является материаловедческой. Она связана с подбором составов щебеночно-песчаных (ЩПС) и песчано-гравийных смесей (ПГС), а также с разработкой требований к ним. В США для сопоставительной оценки прочности и деформируемости применяется Калифорнийское число несущей способности грунта (California Bearing Ratio – CBR). Этот параметр представляет собой отношение давлений, выраженное в процентах, которые необходимо приложить к грунту и стандартному щебню для их деформирования на одинаковую величину. Таким образом, стандартный щебень является мерой несущей способности материалов и грунтов. Параметр CBR стал широко применяться при разработке:

- эмпирических методов расчета, цель которых состоит в определении толщины щебеночного слоя, необходимой для пропуска требуемого числа нагрузок [1, 2]. Применяя метод Н. Одemarka [3], слой щебня рассчитанной толщины заменяют пакетом слоев из других материалов;

- классификации грунтов и материалов по несущей способности, в которой варьирование величины CBR в определенном диапазоне указывает на их тип по прочности и деформируемости. В таких работах используются известные эмпирические зависимости, связывающие CBR с показателями механических свойств: модулем упругости E [4, 5], недренированной прочностью su [6, 7];

- методов контроля качества строительства, базирующихся на эмпирических формулах, связывающих показания приборов с параметром CBR [8, 9]. В последнее время это направление стало востребовано специалистами РФ [10–12].

При разработке требований к дискретным материалам их испытывают в динамических приборах трехосного сжатия, позволяющих прикладывать повторяющиеся нагрузки. Ограничивая остаточные деформации и обеспечивая затухающий характер пластического деформирования, специалисты регламентируют составы ЩПС и ПГС. В этих исследованиях установлено влияние на механизм деформирования содержания пылевато-глинистых частиц, содержания влаги, условий дренирования образца, коэффициента уплотнения и др. [13–16].

Вторую задачу следует считать технологической, преследующей цель постройки основания с требуемыми показателями свойств материалов в слое. Для этого устанавливаются оптимальные режимы приготовления и уплотнения смесей.

Третья задача направлена на совершенствование методов расчета дорожных конструкций. Это направление исследований выбрано авторами. Суть работы состоит в попытке совершенствования расчета грунтов и дискретных материалов по сопротивлению сдвигу.

Расчет конструктивного слоя дорожной одежды и грунта земляного полотна по сопротивлению сдвигу выполняется проверкой условия¹

$$\tau_{ан} \leq \frac{c_N \cdot k_d + \gamma_{ср} \cdot z_{оп} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{ст}}{K_{пр}}, \quad (1)$$

где $\tau_{ан}$ – активное напряжение сдвига от транспортной нагрузки, МПа; c_N – сцепление после воздействия N -го числа расчетных нагрузок, МПа; $\gamma_{ср}$ – средневзвешенный удельный вес конструктивных слоев, расположенных выше проверяемого слоя, МН/см³; $z_{оп}$ – глубина расположения поверхности слоя, проверяемого на сопротивление сдвигу, см; $\varphi_{ст}$ – значение угла внутреннего трения при однократном воздействии статической длительной нагрузки, °; $K_{пр}$ – требуемый коэффициент прочности при расчете по сдвигу, принимаемый по ОДН 218-046-01; k_d – коэффициент, учитывающий особенности работы конструкции на границе песчаного слоя и нижнего слоя несущего основания.

¹ ОДН 218-046-01. Проектирование нежестких дорожных одежд. (взамен ВСН 46-83). Введен в действие 01.01.2001. – М.: ГСДХ Минтранса России, 2001. – 146 с.

Величина коэффициента k_d принимается $k_d = 1$ во всех случаях за исключением тех, когда на границе раздела слоев уложена геосинтетическая прослойка или нижний слой несущего основания выполнен из материалов и грунтов, укрепленных вяжущими. В этих двух случаях величина коэффициента зависит от разновидности песка, применяемого в слое (при использовании: песка крупного $k_d = 4.5$, песка среднего $k_d = 4.0$ и песка мелкого $k_d = 3.0$).

Расчет касательного напряжения $\tau_{ан}$ выполняют из условия пластичности Кулона – Мора. Анализ этого условия выполнен нами в первой части статьи [17]. В данной работе выполнена модификация этого критерия. Суть модификации состоит во вводе третьего параметра материала d в оригинальный критерий Кулона – Мора. В соответствии с модифицированным условием пластичности касательное напряжение $\tau_{ан}$ определяется по формуле

$$\tau_{ан} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sigma_1 \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi_N}{1 + \sin \varphi_N} \right)^d - \left(\frac{1 + \sin \varphi_N}{1 - \sin \varphi_N} \right)^d \cdot \sigma_3 \right), \quad (2)$$

где φ_N – угол внутреннего трения после воздействия N -го числа расчетных нагрузок, град; d – параметр материала, зависящий от деформации грунта, принимаемой за предельную величину при трехосных испытаниях.

Анализируя зависимость (2), отметим, что при $d = 0$ и $d = 0.5$ она принимает вид

$$\tau_{ан} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}; \quad (3)$$

$$\tau_{ан} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sigma_1 \cdot \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi_N}{1 + \sin \varphi_N}} - \sigma_3 \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi_N}{1 - \sin \varphi_N}} \right). \quad (4)$$

Выражение (3) является известной формулой механики, позволяющей вычислять максимальное касательное напряжение, используемое в третьей теории прочности. Зависимость (4) является известной формулой механики грунтов, предназначенной для определения касательных напряжений по условию Кулона – Мора, которое записано в одной из известных форм [18]. Таким образом, предлагаемая зависимость (2) при уменьшении параметра d от 0.5 до 0 описывает увеличение касательного напряжения от значения, соответствующего условию Кулона – Мора, до максимальной величины, соответствующей третьей теории прочности. Из анализа зависимостей (2)–(4) следует, что для расчета касательных напряжений необходимо определить главные напряжения. Методы расчета главных напряжений рассматриваются в следующем подразделе нашей работы.

Обзор литературы

Способы расчета напряжений в слоях дорожной одежды и земляном полотне можно подразделить на три группы:

- методы механики сплошной среды;
- методы механики зернистой среды;
- инженерные способы расчета.

На рисунке 1 приведена расчетная схема, применяемая к дискретным материалам, для решения задачи о НДС методами механики сплошной среды. В соответствии с этой схемой направление максимального главного напряжения σ_1 задается вращением оси симметрии нагрузки P , распределенной по круглой площадке, радиусом R и диаметром D . Направление минимального главного напряжения σ_3 перпендикулярно направлению σ_1 . В сечении по оси симметрии нагрузки²

² Сечение, проходящее через ось симметрии нагрузки, распределенной по круглой площадке, является расчетным при проектировании дорожных конструкций. Поэтому ниже анализируются формулы, позволяющие вычислять напряжения только в этом сечении от нагрузки, распределенной по круглой площадке.

координатные оси z и x совпадают с главными осями. Вследствие этого в каждой точке оси симметрии нагрузки $\sigma_1 = \sigma_z$ и $\sigma_3 = \sigma_x$.

Наиболее точным решением механики сплошной среды является табулированное решение, которое приведено в работах [19, 20]. Формулы и значения всех табулированных функций можно посмотреть в работе Б.М. Даса [21]. Величину главных напряжений в рассматриваемом нами сечении определяют по формулам [21, 22]

$$\sigma_1 = p \cdot \left(1 - \left[1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right]^{-1,5} \right), \quad (5)$$

где p – давление на полупространство, Па; R – радиус площадки, м; z – расстояние от поверхности до точки, принадлежащей оси симметрии нагрузки, в которой рассчитывается напряжение, м.

$$\sigma_2 = \sigma_3 = p \cdot \left(\frac{1 + 2 \cdot \mu}{2} - \frac{1 + \mu}{\left[1 + (R/z)^2 \right]^{0,5}} + \frac{1}{2 \cdot \left[1 + (R/z)^2 \right]^{1,5}} \right), \quad (6)$$

где μ – коэффициент Пуассона.

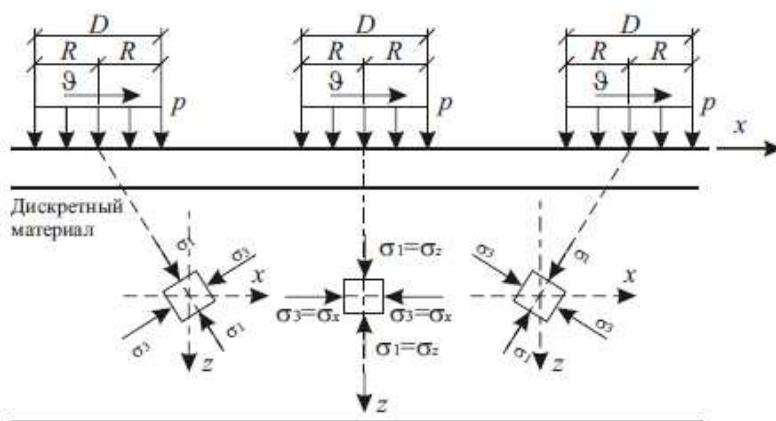


Рисунок 1. Схема расчета главных напряжений в основании дорожной одежды из дискретного материала

Зависимости (5) и (6) нашли применение при расчете напряженного состояния от транспортной нагрузки и приводятся в диссертациях [23, 24]. Результаты расчета по формулам (5) и (6) совпадают с точным табулированным решением [19, 20]. В РФ решение (5) и (6) было дополнено учетом составляющих главных напряжений от собственного веса грунта, расположенного над рассматриваемой точкой³. Достоинство формул механики сплошной среды состоит в возможности определения всех трех главных напряжений, вследствие чего можно решать задачи об осадках массива и сопротивлении его материала сдвигу. Эти формулы имеют свои недостатки.

1. В верхней части грунтового полупространства значения минимального главного напряжения превышает величину, при которой материалы и грунты испытывают компрессионное сжатие. Компрессионное сжатие характеризуется отсутствием деформаций бокового расширения, то есть $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$. Данные экспериментов показывают, что под центральной частью изгибаемых гибких плит материалы и грунты испытывают компрессионное сжатие [11, 25].

2. На некоторой глубине величина напряжений $\sigma_2 = \sigma_3$ принимает отрицательные значения, значит, они из сжимающих превращаются в растягивающие. Это противоречит расчетной схеме (рис. 1), согласно которой в любой точке дискретной среды эти напряжения сжимающие. Отметим, что в решениях задач о НДС при воздействии других нагрузок [21, 26], например распределенных

³ Расчет дорожных одежд переходного типа / В.Д. Казарновский и др. // Новое в проектировании конструкций дорожных одежд : тр. СоюздорНИИ. – М. : СоюздорНИИ, 1988. – С. 50 – 61.

по бесконечной гибкой полосе, такого недостатка нет, значения напряжения σ_z положительно во всех точках полупространства.

3. Нет возможности учета показателей механических свойств материала.

Для учета свойств оснований из грунтов и дискретных материалов в зависимость (5) был введен параметр n , предложенный О.К. Фрелихом⁴ к классическому решению Буссинеска. В результате зависимость (5) приобрела вид [2, 24]

$$\sigma_1 = p \cdot \left[1 - \left(\sqrt{1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2} \right)^{-n} \right], \quad (7)$$

где n – параметр Фрелиха.

Известна другая форма записи выражения (7), которая имеет вид [25]:

$$\sigma_1 = p \cdot \left[1 - \left(\frac{z}{R} \right)^n \cdot \left[1 + \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right]^{\frac{n}{2}} \right]. \quad (8)$$

К. Гонзалес связал параметр n с CBR эмпирической формулой [2]:

$$n = 2 \cdot \left(\frac{CBR}{6} \right)^{0,337}. \quad (9)$$

Применив аналогию и введя параметр Фрелиха в зависимость (6), получим формулу

$$\sigma_3 = p \cdot \left(\frac{1 + 2 \cdot \mu}{2} - (1 + \mu) \cdot \left[1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right]^{-\frac{n}{3}} + \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right]^{-n} \right). \quad (10)$$

Достоинство зависимостей (7)–(10) состоит в возможности подбора параметра Фрелиха для различных материалов и грунтов. Поэтому в этих формулах имеется возможность учитывать отличия структуры грунтов и материалов, а также ее влияние на величину напряжений. Однако минимальные главные напряжения, вычисляемые по формуле (10), на определенной глубине меняют знак, сохраняя недостаток выражения (6).

Недостатки зависимостей (6) и (10) привели к тому, что при решении задач стали применять только формулы (5), (7) или (8), тем самым заменяя трехосное сжатие простым одноосным. В этом случае величина минимального главного напряжения σ_3 условно принимается равной нулю, что приводит к завышению значения девиатора напряжений $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ в любой точке рассматриваемого сечения.

Развитие методов механики зернистой среды берет свое начало в работах советских ученых Г.И. Покровского⁵, М.Н. Гольдштейна⁶, И.И. Кандаурова⁷, Р.А. Муллера⁸. За рубежом идеи И.И. Кандаурова [27] использовались М. Харом [28]. Механика зернистой среды базируется на математической статистике, что принципиально отличает ее от механики сплошной среды. В рассматриваемом нами сечении напряжения $\sigma_1 = \sigma_z$ определяются по формуле И.И. Кандаурова:

⁴ Frölich O.K. Druckverteilung in Baugrunde, Springer Verlag, Vienna, Austria. 1934.

⁵ Покровский, Г.И. Исследования по физике грунтов – М.; Л.: Изд-во Института Водгео, 1937. – С. 136.

⁶ Гольдштейн, М.Н. Некоторые вопросы развития механики грунтов // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1960. – № 1. – с. 8–10.

⁷ Кандауров, И.И. К теории распределения напряжений в зернистом грунтовом основании // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1960. – № 2. – С. 6 – 9.

⁸ Муллер, Р.А. К статистической теории распределения напряжений в зернистом грунтовом основании // Основания и фундаменты грунтов. – 1964. – № 4. – С. 4 – 6.

$$\sigma_1 = \sigma_z = p \cdot \left(1 - \exp \left[-\frac{4 \cdot v_p \cdot R^2}{z^2} \right] \right), \quad (11)$$

где v_p – коэффициент пропорциональности, характеризующий распределительную способность среды.

Коэффициент v_p определяется по данным опытов и рассчитывается по формуле М.П. Болштянского⁹, полученной из решения зависимости (11):

$$v_p = -\frac{z^2}{D^2} \cdot \ln \left(1 - \frac{\sigma_z}{p} \right). \quad (12)$$

М. Хар [28] предлагает альтернативную зависимости И.И. Кандаурова формулу

$$\sigma_1 = \sigma_z = p \cdot \left[1 - \exp \left(-\frac{R^2}{2 \cdot v_p \cdot z^2} \right) \right]. \quad (13)$$

Влияние параметра v_p на величину σ_1 в формулах И.И. Кандаурова и М. Хара диаметрально противоположное. В соответствии с формулой (13) при увеличении v_p напряжение падает, а в формуле (11), наоборот, возрастает. Несмотря на это отличие, можно подобрать такую пару параметра v_p , при которой эти формулы (11) и (13) дают близкие результаты. Более того, из совместного решения (11) и (13) следует, что обе зависимости дают одинаковый результат при $v_p \approx 0.354$.

Анализируя данные штамповых испытаний, А.К. Арреа [23] и М.П Болштянский указывают, что результаты расчета по зависимостям механики зернистой среды в большей степени соответствуют напряжениям, измеренным в слоях из дискретных материалов и грунтах земляного полотна.

Недостатком формул (11) и (13) является невозможность расчета минимального главного напряжения. Поэтому до появления публикации [30] применение формул механики зернистой среды в расчетах по сопротивлению сдвигу было затруднено. В этой работе показано, что при определении критической нагрузки на дискретный материал с использованием формул механики зернистой среды необходимо следовать определенной схеме. Суть предложения состоит в том, что параметр v_p нужно находить по формуле [30]:

$$v_p = \operatorname{ctg} \left(\varphi + \frac{\pi}{4} \right). \quad (14)$$

Подстановка в формулу (11) выражения (14) и зависимости Н.А. Цытовича, позволяющей считать глубину активной зоны под круглым фундаментом, приводит к модификации формулы И.И. Кандаурова. В качестве условия пластичности принимается уравнение предельной прямой Кулона – Мора. Это условие пластичности и модифицированная формула И.И. Кандаурова позволила авторам работы [30] получить величину первой критической нагрузки на зернистую среду. Из анализа формулы (14) следует, что величине коэффициента $v_p = 0.354$, при котором формулы (11) и (13) дают одинаковый результат, соответствует единственное значение угла внутреннего трения $\varphi = 25.53^\circ$. Так как угол внутреннего трения является параметром материала и функционально зависит от показателей его физических свойств, то и коэффициент v_p должен являться функцией влажности, плотности, зернового состава и т.п.

Инженерные модели, так же как и формулы механики зернистой среды, дают возможность рассчитывать только величину максимального главного напряжения. В этом заключается их недостаток.

Постановка цели и задач

Учитывая выполненный обзор, авторы поставили цель: разработать модифицированные модели расчета главных напряжений, возникающих в сечении, проходящем через ось симметрии

⁹ Болштянский, М.П. Экспериментальное исследование напряжений в неоднородном грунте: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Новосибирск: Изд-во СО АН СССР, 1962. – 30 с.

нагрузки, распределенной по круглой площадке, в полупространстве и слое конечной толщины из дискретного материала.

Поставленная цель требует последовательного решения серии задач.

1. Разработки способа расчета минимального главного напряжения σ_3 в рассматриваемом сечении полупространства, в соответствии с которым функция изменения σ_3 должна быть убывающей и неразрывной, позволяющей рассчитывать напряжения во всех точках рассматриваемого сечения. Кроме того, эта функция должна удовлетворять следующим условиям: в верхней точке полупространства, расположенной на оси симметрии нагрузки, материал должен испытывать компрессионное сжатие, то есть не испытывать минимальных главных деформаций $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$; это требование удовлетворяет экспериментальным данным работ [11, 25, 31];

в точке, расположенной на оси симметрии нагрузки и имеющей ординату, равную бесконечности, грунт должен испытывать одноосное сжатие, а минимальные главные напряжения принимать нулевое значение, то есть $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$; такое ограничение соответствует гипотезе Федоровского – Безволева [31];

в других точках рассматриваемого сечения должно возникать осевое трехосное сжатие $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ при $\sigma_1 > 0$ и $\sigma_2 = \sigma_3 > 0$. Напряжения σ_2 и σ_3 по глубине должны затухать более интенсивно, чем σ_1 , вследствие чего стесненность боковых деформаций $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ должна уменьшаться с глубиной. Это утверждение вписывается в общепринятые представления механики сплошной среды.

2. Учета конечной толщины слоя основания дорожной одежды и жесткости материалов слоев, расположенных ниже рассматриваемого элемента дорожной конструкции.

3. Модификации известных моделей расчета напряжений, оригиналы которых получены с использованием методов механики сплошной и зернистой среды, а также инженерных способов расчета.

4. Оценки соответствия результатов расчета главных напряжений по модифицированным моделям экспериментальным данным, полученным при испытании дорожных одежд подвижной нагрузкой.

Материалы исследования

Для расчета минимального главного напряжения мы предлагаем модифицировать известную формулу механики грунтов, введя в нее отдельным множителем функцию глубины

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \alpha \cdot \xi \cdot \sigma_1, \quad (15)$$

где α – коэффициент, представляющий собой функцию глубины; ξ – коэффициент бокового давления.

Произведение коэффициентов α и ξ можно трактовать как переменный по глубине коэффициент бокового давления, что отличает (15) от традиционной формулы.

Для определения коэффициента α сопоставим две формулы, применяемые для расчета деформации ε_1 . Первая формула является традиционной, в ней деформация определяется как отношение произведения коэффициента бокового обжатия β и максимального главного напряжения σ_1 к модулю деформации E_d . Вторая формула представляет собой выражение закона Гука, записанное с применением зависимости (15). Таким образом, рассматриваемые формулы имеют вид

$$\varepsilon_1 = \frac{\beta \cdot \sigma_1}{E_d}; \quad \varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_d} \cdot \left[1 - \frac{2 \cdot \alpha \cdot \mu^2}{1 - \mu} \right]. \quad (16)$$

В первой формуле (16) применим представление Федоровского – Безволева, согласно которому β определяется по формуле [31]

$$\beta = \beta_c + \sqrt{1 - K^2} \cdot (\beta_u - \beta_c), \quad (17)$$

где β_c – коэффициент, учитывающий отсутствие поперечного расширения грунта в компрессионном приборе, который согласно работе [31] имеет место в точке с ординатой $z = 0$ (то есть на поверхности); K – коэффициент затухания вертикального нормального напряжения от равномерной нагрузки под осью ее симметрии; β_u – коэффициент на бесконечности (в точке с ординатой $z = \infty$).

Положив равенство между зависимостями (16) и учитывая в этом тождестве выражение (17), получим математическую связь коэффициентов β и α , в результате преобразования которой решение сводится к формуле

$$\alpha = \alpha_c - \sqrt{1 - K^2} \cdot (\alpha_c - \alpha_u), \quad (18)$$

где α_c и α_u – значение функции α в точках, расположенных на поверхности и на бесконечности рассматриваемого сечения.

Принимая для поверхности полупространства допущение о работе его материала в состоянии компрессионного сжатия, то есть $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$, находим $\alpha_c = 1$. Аналогично, ставя на бесконечности условие для одноосного сжатия, то есть $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\mu \cdot \varepsilon_1$, получим $\alpha_u = 0$. Подстановка этих значений в формулу (18) преобразует ее к виду

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - K^2}. \quad (19)$$

Таким образом, коэффициент α является функцией глубины. Так как в точке на поверхности этого сечения $K = 1$, то и $\alpha = 1$, вследствие чего материал в этой точке испытывает компрессионное сжатие. В точке на бесконечности $K = 0$, следовательно $\alpha = 0$, а это значит, что материал испытывает одноосное сжатие.

По мнению авторов, достоинство этого способа состоит в возможности модифицировать модели механики зернистой среды и инженерных способов расчета напряжений, дополнив их формулами, позволяющими вычислять минимальное главное напряжение σ_3 . Кроме того, для определения коэффициента бокового давления можно использовать любую из известных формул. Например, при вычислении ξ через угол внутреннего трения достаточно воспользоваться работой Л.А. Строковой [32], в которой дано обобщение таких зависимостей.

Отметим, что для расчета минимальных главных напряжений, возникающих по оси симметрии нагрузки полупространства, достаточно в зависимость (15) подставить выражения (5) (7), (8), (11) или (13) и зависимость (19).

Для слоя конечной толщины, к которому относятся основания или дополнительные слои оснований дорожных одежд из дискретных материалов, прямую подстановку указанных формул в выражение (15) делать нельзя. Это связано с тем, что (5) (7), (8), (11) и (13) не учитывают жесткость слоев дорожной конструкции, расположенных ниже дискретного основания.

Решая вторую задачу, авторы воспользуются способом Н. Одемарка [3], в соответствии с которым приведенная по жесткости ордината точки в массиве полупространства z к ординате точки в слое дорожной одежды $z_{сл}$ определяется по формуле:

$$z = z_{сл} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{сл}}{E_{осн}}}, \quad (20)$$

где $z_{сл}$ – ордината точки, расположенной на оси симметрии нагрузки слоя толщиной h , то есть $0 \leq z_{сл} \leq h$, м; $E_{сл}$ – модуль упругости материала слоя, МПа; $E_{осн}$ – общий модуль упругости на поверхности однородного или слоистого полупространства, подстилающего рассчитываемый слой, МПа.

Подстановка зависимости (20) в формулы (5), (7), (8), (11) или (13) позволяет их модифицировать для расчета максимальных напряжений, возникающих в слое конечной толщины.

Приведем пошаговый алгоритм модификации моделей.

1. Любую известную формулу расчета величины σ_1 или σ_z необходимо представить произведением давления, передаваемого на слой и коэффициентом затухания напряжения, то есть $\sigma_1 = \sigma_z = p \cdot K$. В силу равенства $\sigma_1 = \sigma_z$, которое имеет место только в сечении по оси симметрии нагрузки, коэффициенты затухания этих напряжений равны и записываются одинаковыми выражениями.

2. В выражение коэффициента затухания необходимо подставить формулу (20), что позволяет перейти от расчета максимальных главных напряжений в полупространстве к их вычислению в слое конечной толщины.

3. Обобщающая зависимость (15) приводится к виду

$$\sigma_2 = \sigma_3 = p \cdot \xi \cdot K \cdot \left(1 - \sqrt{1 - K^2}\right). \quad (21)$$

4. В зависимость (21) подставляются формулы для расчета коэффициентов K , полученные после выполнения шага 2.

Этот алгоритм позволяет модифицировать любую модель, применяя способ, не зависящий от математического аппарата, использованного при выводе формулы для расчета σ_1 .

В таблице 1 приведены модифицированные модели расчета напряжений в слое конечной толщины, а их наименование дано по авторам, получившим оригинальное решение или выполнившим предшествующие данной работе какие-либо модификации.

Таким образом, модифицированные модели включают в себя две формулы. Первая формула позволяет вычислять величину σ_1 , она имеет вид оригинального решения или предшествующих модификаций, но коэффициент K определяется с учетом формулы Н. Одемарка (20). Вторая зависимость, позволяющая вычислять σ_3 , является новой, дополнительной к формулам механики зернистой среды и инженерным способам.

Таблица 1. Формулы модифицированных моделей расчета главных напряжений от нагрузки, распределенной по круглой площадке, в сечении по оси симметрии нагрузки.

Авторы оригинального решения и последующих модификаций	Формулы для расчета главных напряжений
1	2
Модифицированные модели механики сплошной среды	
А. Ляв	$\sigma_1 = p \cdot K; \quad K = 1 - \left[1 + \left(\frac{R}{z_{\text{сл}}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{осн}}}{E_{\text{сл}}}} \right)^2 \right]^{\frac{-3}{2}}.$
	$\sigma_2 = \sigma_3 = p \cdot \xi \cdot \left(1 - \left[1 + \left(\frac{R}{z_{\text{сл}}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{осн}}}{E_{\text{сл}}}} \right)^2 \right]^{\frac{-3}{2}} \right) \times$ $\times \left(1 - \sqrt{1 - \left(1 - \left[1 + \left(\frac{R}{z_{\text{сл}}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{осн}}}{E_{\text{сл}}}} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}} \right)^2} \right).$
А. Ляв, О.К. Фрелих, К. Гонзалез	$\sigma_1 = p \cdot K; \quad K = 1 - \left[\sqrt{1 + \left(\frac{R}{z_{\text{сл}}} \right)^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{осн}}}{E_{\text{сл}}}} \right]^{-n}.$

	$\sigma_2 = \sigma_3 = p \cdot \xi \cdot \left(1 - \left[\sqrt{1 + \left(\frac{R}{z_{\text{сл}}} \right)^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{осн}}}{E_{\text{сл}}}} \right]^{-n} \right) \times$ $\times \left(1 - \sqrt{1 - \left(1 - \left[\sqrt{1 + \left(\frac{R}{z_{\text{сл}}} \right)^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{осн}}}{E_{\text{сл}}}} \right]^{-n} \right)^2} \right).$
А. Ляв, О.К. Фрелих, Р. Олсон	$\sigma_1 = p \cdot K; \quad K = 1 - \left(\frac{z_{\text{сл}}}{R} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{сл}}}{E_{\text{осн}}}} \right)^n \cdot \left[1 + \left(\frac{z_{\text{сл}}}{R} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{сл}}}{E_{\text{осн}}}} \right)^2 \right]^{-\frac{n}{2}}.$
	$\sigma_2 = \sigma_3 = p \cdot \xi \cdot \left(1 - \left(\frac{z_{\text{сл}}}{R} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{сл}}}{E_{\text{осн}}}} \right)^n \cdot \left[1 + \left(\frac{z_{\text{сл}}}{R} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{сл}}}{E_{\text{осн}}}} \right)^2 \right]^{-\frac{n}{2}} \right) \times$ $\cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(1 - \left(\frac{z_{\text{сл}}}{R} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{сл}}}{E_{\text{осн}}}} \right)^n \cdot \left[1 + \left(\frac{z_{\text{сл}}}{R} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{сл}}}{E_{\text{осн}}}} \right)^2 \right]^{-\frac{n}{2}} \right)^2} \right).$
Модифицированные модели механики зернистой среды	
И.И. Кандауров	$\sigma_1 = p \cdot K; \quad K = 1 - \exp \left[-4 \cdot v_p \cdot \left(\frac{R}{z_{\text{сл}}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{осн}}}{E_{\text{сл}}}} \right)^2 \right].$
	$\sigma_2 = \sigma_3 = p \cdot \xi \cdot \left(1 - \exp \left[-4 \cdot v_p \cdot \left(\frac{R}{z_{\text{сл}}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{осн}}}{E_{\text{сл}}}} \right)^2 \right] \right) \times$ $\times \left(1 - \sqrt{1 - \left(1 - \exp \left[-4 \cdot v_p \cdot \left(\frac{R}{z_{\text{сл}}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{осн}}}{E_{\text{сл}}}} \right)^2 \right] \right)^2} \right).$
М. Хар	$\sigma_1 = p \cdot K; \quad K = 1 - \exp \left[-\frac{1}{2 \cdot v_p} \cdot \left(\frac{R}{z_{\text{сл}}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{осн}}}{E_{\text{сл}}}} \right)^2 \right].$
	$\sigma_2 = \sigma_3 = p \cdot \xi \cdot \left(1 - \exp \left[-\frac{1}{2 \cdot v_p} \cdot \left(\frac{R}{z_{\text{сл}}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{осн}}}{E_{\text{сл}}}} \right)^2 \right] \right) \times$

	$\times \left(1 - \sqrt{1 - \left(1 - \exp \left[-\frac{1}{2 \cdot v_p} \cdot \left(\frac{R}{z_{сл}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{сл}}{E_{осн}}} \right)^2 \right] \right)^2} \right).$
Модифицированные модели инженерных способов	
Общепринятая модель распределяющей способности или модель Е. Головачева (ссылка на автора дана по работе Б.С. Радовского [33], цитирующей работу ¹⁰).	$\sigma_1 = p \cdot K; \quad K = \left(1 + \frac{2 \cdot z_{сл}}{D} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{сл}}{E_{осн}}} \cdot \operatorname{tg} \alpha_\sigma \right)^{-2},$ где α_σ – угол рассеивания напряжений в слое, ° или радиан.
	$\sigma_2 = \sigma_3 = p \cdot \xi \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot z_{сл}}{D} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{сл}}{E_{осн}}} \cdot \operatorname{tg} \alpha_\sigma \right)^{-2} \times$ $\times \left(1 - \sqrt{1 - \left(1 + \frac{2 \cdot z_{сл}}{D} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{сл}}{E_{осн}}} \cdot \operatorname{tg} \alpha_\sigma \right)^{-4}} \right).$

При модификации решений механики сплошной среды зависимости для расчета минимального главного напряжения, предлагаемые авторами, заменяют формулы оригинального решения. При этом исчезает недостаток оригинального решения, связанный с изменением на некоторой глубине знака σ_3 . Такая модификация приводит к тому, что по всей глубине слоя, вплоть до $z = \infty$, значения σ_3 положительны, то есть являются сжимающими, что соответствует общепринятой расчетной схеме (рис. 1).

На рисунках 2 и 3 приведены эпюры касательных напряжений, иллюстрирующие результаты вычислений по предлагаемой формуле (2) при $d = 0.4$ и различных углах внутреннего трения. Расчет главных напряжений в формуле (2) выполнен по модифицированной модели Лява – Фрелиха – Олсона при $E_{сл}/E_{осн} = 1$ и $n = 1$ и $n = 3$ (см. табл. 1).



Рисунок 2. Зависимость относительной величины касательных напряжений τ/p , вычисляемых по формуле (2) при $d = 0.4$ и расчете главных напряжений по модифицированной модели Лява – Фрелиха – Олсона (табл. 1) при $n = 1$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения ϕ : 1 – 6 при угле внутреннего трения ϕ 0; 10; 20; 30; 40 и 50 °; 7 – линия местоположения наиболее опасных точек

¹⁰ Головачев, Е. Об устройстве земских дорог и отношении их к железным путям для развития производительности в России. Киев, типография И. и А. Давиденко, 1870. – вып. 1, С. 1 – 220.

Aleksandrov A.S., Dolgikh G.V., Kalinin A.L. Sovershenstvovanie rascheta dorozhnykh konstrukcij po soprotivleniyu sdvigu. Chast' 2. Modificirovannye modeli rascheta glavnyh i kasatelnyh napryazhenij [Improvement of shear strength design of a road structure. Part 2. Modified models to calculate the principal and shear stresses]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 51-68. doi: 10.5862/MCE.62.6



Рисунок 3. Зависимость относительной величины касательных напряжений τ/ρ , вычисляемых по формуле (2) при $d = 0.4$ и расчете главных напряжений по модифицированной модели Лява – Фрелиха – Олсона (табл. 1) при $n = 3$, от относительной глубины z/R и угла внутреннего трения ϕ : 1 – 6 при угле внутреннего трения ϕ 0; 10; 20; 30; 40 и 50 °; 7 – линия местоположения наиболее опасных точек

Из анализа данных рисунков 2 и 3 следует, что экстремальное касательное напряжение при любых значениях ϕ , d и n возникает на некоторой глубине от поверхности полупространства или слоя конечной толщины. Точка с наибольшим касательным напряжением является наиболее опасной точкой, для которой необходимо выполнять расчет и проверять условие сопротивления сдвигу (1). Аналогичные эпюры касательных напряжений, но с количественными отличиями, получатся при расчете главных напряжений по любой из предлагаемых моделей.

Адекватность расчета касательных напряжений в наиболее опасной точке во многом обуславливается достоверностью вычисления главных напряжений, возникающих от воздействия подвижной нагрузки. Поэтому результаты расчета главных напряжений по модифицированным нами моделям, представленным в таблице 1, необходимо сравнивать с данными эксперимента.

Результаты расчета напряжений и их сопоставление с данными эксперимента

Применение (21) требует выбора формул для расчета σ_1 , позволяющих получать результаты, согласующиеся с данными эксперимента. Обсуждая способы экспериментального исследования НДС материалов в слоях дорожных конструкций, отметим, что наилучшими являются методы, позволяющие произвести измерения при воздействии подвижной нагрузки. Такие испытания выполняют при помощи кольцевых стендов. В исследовании Б. Стивена получены опытные данные о величине вертикальных нормальных напряжений на различной глубине основания из ЩПС [24] и грунта земляного полотна. Эксперименты Б. Стивена выполнены при помощи кольцевого стенда, представленного на рисунке 4.

На всем протяжении кольцевого стенда устроено асфальтобетонное покрытие толщиной 25 мм, что соответствует стандартам Новой Зеландии. Б. Стивен подробно описаны характеристики ЩПС и грунта, использованных для строительства оснований и земляного полотна [24]. Измерения произведены при помощи грунтовых датчиков давлений. Измеренные напряжения приведены в таблице 2.

Таблица 2. Экспериментальные значения напряжений

Глубина, мм	Конструктивный слой	Материал слоя	Напряжение σ_z , кПа
0	Покрытие	Асфальтобетон	366
75	Основание	Щебеночный материал	319.4
150			173.6
225			98.0
300			37.8
375	Земляное полотно	Суглинок	36.7



Рисунок 4. Оборудование университета Кентерберри
(Новая Зеландия, Южный остров, г. Крайстчерч)

Для расчета напряжений авторы применили схему последовательного расчета напряжений в каждом слое, представленную на рисунке 5.

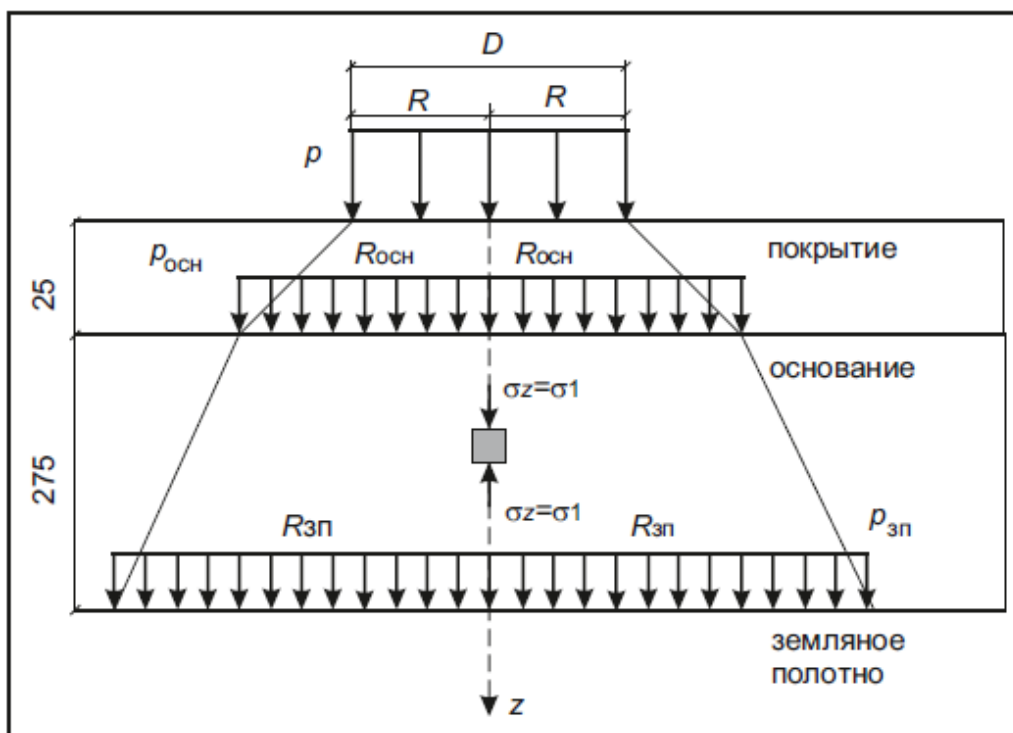


Рисунок 5. Схема для расчета напряжений по оси симметрии нагрузки

Результаты расчета диаметров площадок распределения нагрузок ($D_{\text{осн}} = 2R_{\text{осн}}$ и $D_{\text{зп}} = 2R_{\text{зп}}$) и экспериментальные значения контактных давлений приведены в таблице 3.

Aleksandrov A.S., Dolgikh G.V., Kalinin A.L. Sovershenstvovanie rascheta dorozhnykh konstrukcij po soprotivleniyu sdvigu. Chast' 2. Modificirovannye modeli rascheta glavnyh i kasatelnyh napryazhenij [Improvement of shear strength design of a road structure. Part 2. Modified models to calculate the principal and shear stresses]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 51-68. doi: 10.5862/MCE.62.6

Таблица 3. Экспериментальные значения контактных давлений и соответствующие им диаметры площадок распределения нагрузки

Конструктивный слой	Материал слоя	Толщина, см	Контактное давление, кПа	Диаметр площадки, см
Покрытие	Асфальтобетон	2.5	366	37.3
Основание	Щебеночно песчаная смесь	27.5	329.6	39.3
Земляное полотно	суглинок	–	37.8	116.1

Для расчета напряжений в щебеночном слое необходимо пересчитать ординаты точек, указанные в таблице 2, относительно поверхности основания и указать соответствующие глубине залегания этих точек экспериментальные значения вертикальных нормальных напряжений. Результаты пересчета приведены в таблице 4.

Таблица 4. Ординаты точек и экспериментальные значения напряжений

Ордината точки от поверхности		Измеренная величина напряжения, кПа
Покрытия, см	Основания, см	
2.5	0	329.6
7.5	5.0	319.4
15.0	12.5	173.6
22.5	20.0	98.0
30.0	27.5	37.8

Результаты расчета вертикальных напряжений по формулам таблицы 1 и их сравнение с экспериментальными данными приведены в таблицах 5–8.

Таблица 5. Сопоставление результатов расчета напряжений по оригинальной (5) и модифицированной (табл. 1) формулам А. Лява с данными эксперимента Б. Стивена

Глубина, см	Нормальное вертикальное напряжение $\sigma_z = \sigma_1$, кПа				Погрешность, % по формуле		
	Измеренное	Вычисленное по формуле			(5)	(табл. 1) при $E_{сн}/E_{ос}$	
		(5)	(табл. 1) при $E_{сн}/E_{осн}$			1	7
			1	7			
0	329.6	329.6	329.6	329.6	0	0	0
5.0	319.4	324.658	324.658	301.97	-1.65	-1.65	5.46
12.5	173.6	278.6358	278.6358	177.60	-60.55	-60.55	-2.30
20.0	98.0	209.970	209.970	97.61	-114.26	-114.26	0.40
2.5	37.8	152.07	152.07	58.64	-302.3	-302.3	-5.14

Примечание: Результаты расчетов по формулам (5) и (табл. 1) приведены для иллюстрации разницы величины напряжений, возникающих в полупространстве, от напряжений, вычисленных по модифицированной модели (табл. 1) при $E_{сл}/E_{осн}=7$, а также показано, что при $E_{сл}/E_{осн} = 1$ зависимость (табл. 1) дает тождественные с формулой (5) результаты.

Из анализа данных таблицы 5 следует, что ввод зависимости (20) в оригинальную формулу (5) позволяет существенно повысить достоверность расчета за счет учета жесткости материалов слоя и подстилающего его грунтового полупространства. Исключение составляет нижняя точка, в которой расхождение результатов расчета и опыта составляет 55 %. Это приводит к тому, что давление, передаваемое на земляное полотно, завышено на 55 %, вследствие чего достоверное вычисление напряжений в грунте становится невозможным. Поэтому оригинальная и модифицированная модели А. Лява для расчета напряжений в дискретных материалах не применимы.

Таблица 6. Сопоставление результатов расчета напряжений по модифицированной формуле модели Лява – Фрелиха – Олсона (табл. 1) с данными эксперимента Б. Стивена

Глубина, см	Напряжение по оси симметрии нагрузки, кПа			Погрешность, %	
	Измеренное	Вычисленное по формуле (табл. 1) при $E_{ш}/E_{гр} = 7$		при $E_{ш}/E_{гр} = 7$ и $n = 3$	при $E_{ш}/E_{гр} = 7$ и $n = 2.25$
		$n = 3$	$n = 2.25$		
0	329.6	329.6	329.6	0	0
5.0	319.4	301.97	278.25	5.46	12.88
12.5	173.6	177.60	145.15	-2.30	16.39
20.0	98.0	97.61	76.32	0.40	22.12
27.5	37.8	58.64	45.04	-55.14	-19.16

Примечание: Результаты расчета по формуле табл. 1 при $n = 3$ приведены для иллюстрации их тождественности с модифицированной формулой А. Лява.

Анализ данных таблицы 6 показывает, что варьированием параметра n можно добиваться приемлемой для инженерных методов точности, при которой погрешность не превышает $\pm 15...20\%$, в том числе для нижней точки, расположенной на границе раздела слоя из ЩПС и земляного полотна. Вследствие этого становится возможным адекватный опытным данным расчет напряжений в грунте.

Результаты расчета напряжений по модифицированной модели Лява – Фрелиха – Гонзалеза при вычислении параметра n по формуле (9) имеют существенные расхождения с данными эксперимента. Вследствие этого авторы вынуждены констатировать неприменимость зависимости (9) для определения параметра Фрелиха. Отметим, что если в модифицированной модели Лява – Фрелиха – Гонзалеза принять такие же значения параметра n , как в таблице 6, то есть не вычисляя n по формуле (9), то точность расчета будет приемлемой.

Таблица 7. Сопоставление результатов расчета напряжений по модифицированной формуле модели И.И. Кандаурова (табл. 1) с данными эксперимента Б. Стивена

Глубина, см	Напряжение по оси симметрии нагрузки, кПа			Погрешность, %	
	Измеренное	Вычисленное по формуле (табл. 1) при		при $v_p = 0.37$	при $v_p = 0.257$
		$v_p = 0.37$	$v_p = 0.257$		
0	329.6	329.6	329.6	0	0
5.0	319.4	328.96	325.30	-2.99	-1.85
12.5	173.6	208.28	164.98	-19.98	4.97
20.0	98.0	106.54	78.29	-8.71	20.12
27.5	37.8	61.50	44.04	-62.69	-16.51

Примечание: Параметр $v_p = 0.37$ принят в соответствии с рекомендациями М.П. Болштынского, разработанными на основе анализа данных штамповых испытаний дорожных одежд статической и ударной нагрузкой, а параметр $v_p = 0.257$ определен из условия наилучшего соответствия данных расчета результатам испытаний подвижной нагрузкой.

Таблица 8. Сопоставление результатов расчета напряжений по модифицированной формуле модели М. Хара (табл. 1) с данными эксперимента Б. Стивена

Глубина, см	Напряжение по оси симметрии нагрузки, кПа		Погрешность, %
	Измеренное	Вычисленное по формуле (табл. 1) при $E_{ш}/E_{гр} = 7$ и $v_p = 0.485$	
0	329.6	329.6	0
5.0	319.4	325.35	-1.86
12.5	173.6	165.30	4.78
20.0	98.0	78.48	19.92
27.5	37.8	44.16	-16.82

Из анализа данных таблиц 7 и 8 следует, что модифицированные формулы И.И. Кандаурова и М. Хара при соответствующем подборе значений параметра v_p дают близкие результаты, вследствие чего целесообразно применять одну из них. Погрешность этих формул лежит в допустимых для инженерных расчетов пределах. Отличие значений параметра v_p формулы И.И. Кандаурова, подобранного авторами, $v_p = 0.257$, от значений, рекомендуемых М.П. Болштынским, $v_p = 0.37$ свидетельствует о том, что v_p чувствителен к типу нагрузки, а также зависит от показателей физических свойств слоя и подстилающего основания. Таким образом, параметр v_p является не постоянной, а функцией показателей физических свойств и текстуры гранулированного материала (щебня, гравия, песка).

Заключение

1. Модифицированные модели расчета главных напряжений в полупространстве (15) и слое конечной толщины (см. табл. 1) удовлетворяют следующим условиям:

- в сечении по оси симметрии нагрузки на поверхности полупространства или слоя конечной толщины возникает компрессионное сжатие, то есть при $z = 0$ главные деформации $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$, а главные напряжения $\sigma_2 = \sigma_3 = \mu \cdot \sigma_1 / (1 - \mu)$;
- при изменении глубины, соответствующей толщине слоя, в пределах $0 < z < \infty$ материал слоя работает в условиях трехосного сжатия $\sigma_2 = \sigma_3 < \mu \cdot \sigma_1 / (1 - \mu)$, испытывая деформации бокового расширения $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 < 0$;
- по оси симметрии нагрузки в точке $z = h_{\text{сл}} = \infty$ дискретный материал испытывает одноосное сжатие $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ и $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\mu \cdot \varepsilon_1$.

Это позволяет констатировать, что они соответствуют общепринятым представлениям, изложенным в работах других авторов [11, 25, 31]

2. Сопоставление результатов расчета с экспериментальными данными, полученными путем испытания дорожных конструкций подвижной нагрузкой, показало, что наиболее близкие к данным эксперимента результаты дают модели, полученные модификацией формул И.И. Кандаурова и М. Хара (см. табл. 1). Достоинства оригинальных формул И.И. Кандаурова и М. Хара, применяемых для определения σ_z в сечении по оси симметрии нагрузки, подчеркиваются в работах [23, 29, 30]. Несколько меньшую точность имеет модифицированная модель Лява – Фрелиха – Олсона. Достоинства оригинальной зависимости Лява – Фрелиха – Олсона подчеркиваются в работе [24]. Поэтому модифицированные модели таблицы 1, позволяющие вычислять все три главных напряжения, являются необходимым продолжением работ механики грунтов. Именно эти модели, а не предшествующие им оригинальные зависимости, позволяют вычислять касательные напряжения (см. рис. 2 и рис. 3).

3. По мнению авторов, перспектива дальнейшего применения модифицированных моделей таблицы 1 состоит в возможности совершенствования расчета слоев дорожной одежды из дискретных материалов по сопротивлению сдвигу. В рамках этого расчета появляется возможность вычислять первую критическую нагрузку из предлагаемого условия пластичности (2), применяя в нем модифицированные модели таблицы 1.

Литература

1. Giroud, J.P., Noiray, L. Geotextile-reinforced Unpaved Road Design. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASEC. 1981. Vol. 107. Pp. 1233-1254.
2. Gonzalez, C.R. Implementation of a New Flexible Pavement Design Procedure for U.S. Military Airports. *Fourth LACCEI International Latin American and Caribbean Conference for Engineering and Technology (LACCEI'2006) "Breaking Frontiers and Barriers in Engineering: Education, Research and Practice"*. 21-23 June 2006, Mayagüez, Puerto Rico.
3. Odemark, N. Investigations as to the Elastic Properties of Soils and Design of Pavements according to the Theory of Elasticity. *Ph.D. thesis. Statens Väginstitut, Mitteilug No. 77*. Stockholm, Sweden, 1949.
4. Abu El-Maaty, A.E. Characterization of the layered pavement by modelling and calibration of resilient modulus. *American Journal of Civil Engineering*. 2014. Vol. 2, No. 3. Pp. 74-86.
5. Putri E.E., Kameswara Rao N.S.V., Mannan M.A. Evaluation of Modulus of Elasticity and Modulus of Subgrade Reaction of Soils Using CBR Test. *Journal of Civil Engineering Research*. 2012, 2(1): Pp. 34-40.
6. Black, W.P.M. A Method of estimating the California Bearing Ratio of cohesive soils from plasticity data. *Geotechnique*. 1962. Vol. 12. No. 4. Pp. 271 – 282.

References

1. Giroud, J.P., Noiray, L. Geotextile-reinforced Unpaved Road Design. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASEC. 1981. Vol. 107. Pp. 1233-1254.
2. Gonzalez, C.R. Implementation of a New Flexible Pavement Design Procedure for U.S. Military Airports. *Fourth LACCEI International Latin American and Caribbean Conference for Engineering and Technology (LACCEI'2006) "Breaking Frontiers and Barriers in Engineering: Education, Research and Practice"*. 21-23 June 2006, Mayagüez, Puerto Rico.
3. Odemark, N. Investigations as to the Elastic Properties of Soils and Design of Pavements according to the Theory of Elasticity. *Ph.D. thesis. Statens Väginstitut, Mitteilug No. 77*. Stockholm, Sweden, 1949.
4. Abu El-Maaty, A.E. Characterization of the layered pavement by modelling and calibration of resilient modulus. *American Journal of Civil Engineering*. 2014. Vol. 2, No. 3. Pp. 74-86.
5. Putri E.E., Kameswara Rao N.S.V., Mannan M.A. Evaluation of Modulus of Elasticity and Modulus of Subgrade Reaction of Soils Using CBR Test. *Journal of Civil Engineering Research*. 2012, 2(1): Pp. 34-40.
6. Black, W.P.M. A Method of estimating the California Bearing Ratio of cohesive soils from plasticity data. *Geotechnique*. 1962. Vol. 12. No. 4. Pp. 271 – 282.

Александров А.С., Долгих Г.В., Калинин А.П. Совершенствование расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу. Часть 2. Модифицированные модели расчета главных и касательных напряжений // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С. 51-68.

7. Gregory, G.H., Cross, S.A. Correlation of California Bearing Ratio with Shear Strength Parameters. *Transportation Research Board*. 1989. Vol.1. Pp. 148-153.
 8. Harrison, J.A. Correlation of CBR and dynamic cone penetrometer strength measurement of soils. *Australian Road Research*. 1986. V. 16. No. 2. Pp. 130–136.
 9. Livneh, M., Ishai, I. The Relationship Between In Situ CBR Test and the Various Penetration Tests. *Proc. First Int. Conf. on Penetration Testing*. Orlando, FL, 1988. Pp. 445-452.
 10. Александрова, Н.П., Применение измерителя жесткости грунта Geogauge для оценки качества уплотнения при операционном контроле // Вестник СибАДИ, 2014, № 3. С. 40 – 47.
 11. Болдырев, Г.Г. Испытания грунтов методом динамического зондирования. Часть III. / Болдырев Г.Г. // Инженерные изыскания, 2011, № 1. С. 18 – 26.
 12. Семенова Т.В. Применение Калифорнийского числа несущей способности и динамического конусного пенетromетра для оценки качества уплотнения грунта / Семенова Т.В., Долгих Г.В., Полугородник Б.Н. // Вестник СибАДИ, 2014, № 1. С. 59 – 66.
 13. Belt, J., Rynnanen T., Ehrola, E. Mechanical properties of unbound base course. *Proceedings of the 8th Inter-national Conference on Asphalt Pavements*. Seattle, 1997. Vol. 1. Pp. 771-781.
 14. Brown, S. F. Repeated load testing of a granular material. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*. 1974, Vol. 100, No. 7. Pp. 825 – 841.
 15. Werkmeister S., Dawson A., Wellner F. Pavement design model for unbound granular materials. *Journal of Transportation Engineering, ASCE*. 2004. Vol. 130, No. 5, Pp. 665–674.
 16. Werkmeister S., Dawson A., Wellner F. Permanent Deformation Behavior of Granular Materials. *Road Materials and Pavement Design*. 2005. Vol. 6, No. 1, Pp. 31–51.
 17. Александров А.С. Совершенствование расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу. часть 1. Учет деформаций в условии пластичности Кулона – Мора / Александров А.С., Калинин А.Л. // ИСЖ. – 2015. № 7. С. 4 – 17.
 18. Craig R.F. Soil Mechanics. – Seventh edition. Department of Civil Engineering, University of Dundee, UK. – Published by Taylor & Francis e-Library, London and New York, 2004. – 447 p.
 19. Foster, C.R., Ahlvin R.G. Stresses and deflections induced by a uniform circular load. *Proc. Highway Research Board*. 1954. Vol. 33. Pp. 236 – 246.
 20. Ahlvin, R.G., Ulery, H.H. Tabulated Values for Determining the Complete Pattern of Stresses, Strains and Deflections Beneath a Uniform Load on a Homogeneous Half Space, Bull.342, Highway Research Record, 1962. Pp. 1–13.
 21. Das. B.M. *Advanced soil mechanics, Third Edition*. New York, Taylor & Francis. 2008. 567 p.
 22. Al-Tayer, T.H. A prototype simple shear and compaction apparatus with application to asphaltic concrete. *Ph.D. thesis*. University of Arizona, 1995. 229 p.
 23. Appea A.K. Validation of FWD Testing Results at the Virginia Smart Road: Theoretically and by Instrument Responses. *Ph.D. thesis*, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, 2003. 279 p.
 24. Steven B.D. The development and verification of a pavement response and performance model for unbound granular pavements. *A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy in the University of Canterbury*. 2005. 291 p.
 25. O'Kelly B.C., Naughton P.J. Study of the yielding of sand under generalized stress conditions using a versatile
 7. Gregory, G.H., Cross, S.A. Correlation of California Bearing Ratio with Shear Strength Parameters. *Transportation Research Board*. 1989. Vol.1. Pp. 148-153.
 8. Harrison, J.A. Correlation of CBR and dynamic cone penetrometer strength measurement of soils. *Australian Road Research*. 1986. V. 16. No. 2. Pp. 130–136.
 9. Livneh, M., Ishai, I. The Relationship Between In Situ CBR Test and the Various Penetration Tests. *Proc. First Int. Conf. on Penetration Testing*. Orlando, FL, 1988. Pp. 445-452.
 10. Aleksandrova, N.P. Primeneniye izmeritelya zhestkosti grunta Geogauge dlya otsenki kachestva uplotne-niya pri operatsionnom kontrole. *Vestnik SibADI*, 2014, No. 3. Pp. 40 – 47.
 11. Boldyrev, G.G. Ispytaniya gruntov metodom dinamicheskogo zondirovaniya. Chast III. / Boldyrev G.G. *Inzhenernyye izyskaniya*, 2011, No. 1. Pp. 18 – 26.
 12. Semenova T.V. Primeneniye Kaliforniyskogo chisla nesushchey sposobnosti i dinamicheskogo konusnogo penetrometra dlya otsenki kachestva uplotneniya grunta / Semenova T.V., Dolgikh G.V., Polugorodnik B.N. // *Vestnik SibADI*, 2014, No. 1. Pp. 59 – 66.
 13. Belt, J., Rynnanen T., Ehrola, E. Mechanical properties of unbound base course. *Proceedings of the 8th Inter-national Conference on Asphalt Pavements*. Seattle, 1997. Vol. 1. Pp. 771-781.
 14. Brown, S. F. Repeated load testing of a granular material. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*. 1974, Vol. 100, No. 7. Pp. 825 – 841.
 15. Werkmeister S., Dawson A., Wellner F. Pavement design model for unbound granular materials. *Journal of Transportation Engineering, ASCE*. 2004. Vol. 130, No. 5, Pp. 665–674.
 16. Werkmeister S., Dawson A., Wellner F. Permanent Deformation Behavior of Granular Materials. *Road Materials and Pavement Design*. 2005. Vol. 6, No. 1, Pp. 31–51.
 17. Aleksandrov A.S. Sovershenstvovaniye rascheta dorozhnykh konstruktsiy po soprotivleniyu sdvigu. chast 1. Uchet deformatsiy v uslovii plastichnosti Kulona – Mora / Aleksandrov A.S., Kalinin A.L. *Magazine of Civil Engineering*. 2015. No. 7. Pp. 4 – 17.
 18. Craig R.F. Soil Mechanics. – Seventh edition. Department of Civil Engineering, University of Dundee, UK. – Published by Taylor & Francis e-Library, London and New York, 2004. – 447 p.
 19. Foster, C.R., Ahlvin R.G. Stresses and deflections induced by a uniform circular load. *Proc. Highway Research Board*. 1954. Vol. 33. Pp. 236 – 246.
 20. Ahlvin, R.G., Ulery, H.H. Tabulated Values for Determining the Complete Pattern of Stresses, Strains and Deflections Beneath a Uniform Load on a Homogeneous Half Space, Bull.342, Highway Research Record, 1962. Pp. 1–13.
 21. Das. B.M. *Advanced soil mechanics, Third Edition*. New York, Taylor & Francis. 2008. 567 p.
 22. Al-Tayer, T.H. A prototype simple shear and compaction apparatus with application to asphaltic concrete. *Ph.D. thesis*. University of Arizona, 1995. 229 p.
 23. Appea A.K. Validation of FWD Testing Results at the Virginia Smart Road: Theoretically and by Instrument Responses. *Ph.D. thesis*, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, 2003. 279 p.
 24. Steven B.D. The development and verification of a pavement response and performance model for unbound granular pavements. *A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy in the University of Canterbury*. 2005. 291 p.
 25. O'Kelly B.C., Naughton P.J. Study of the yielding of sand under generalized stress conditions using a versatile
- Aleksandrov A.S., Dolgikh G.V., Kalinin A.L. Sovershenstvovaniye rascheta dorozhnykh konstruktsiy po soprotivleniyu sdvigu. Chast' 2. Modificirovannyye modeli rascheta glavnykh i kasatelnykh napryazheniy [Improvement of shear strength design of a road structure. Part 2. Modified models to calculate the principal and shear stresses]. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 51-68. doi: 10.5862/MCE.62.6

- hollow cylinder torsional apparatus. *Mechanics of materials*. 2009. Vol. 41. Pp. 187 – 198.
26. Olson R.E. Stress distribution. *Advanced Soil Mechanics*. [Электронный ресурс] URL: <http://www.cyut.edu.tw/~jrlai/CE7332/Chap8.pdf>, свободный. – загл. с экрана. (дата обращения. 15.12.2011).
 27. Кандауров, И.И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве / И.И. Кандауров. – М.: Стройиздат, 1966. 314 с.
 28. Harr M.E. *Mechanics of Particulate Media*. McGraw-Hill, New York, NY. 1977. 543 p.
 29. Ullidtz P., Askegaard V., Sjolín F.O. Normal Stresses in a Granular Material under Falling Weight Deflectometer Loading. *Transportation Research Record 1540*, National Research Council, Washington, D.C. 1996. Pp. 24-29.
 30. Баданин, А.Н. Обоснование первой критической нагрузки на зернистую среду супесчаного основания / А.Н. Баданин, А.К. Бугров, А.В. Кротов // ИСЖ. 2012. № 9. С. 29 – 34.
 31. Федоровский, В.Г. Расчет осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит / В.Г. Федоровский, С.Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2000. № 4. С. 10 – 18.
 32. Строкова, Л.А. Учет переуплотнения грунтов в расчетах оседания земной поверхности при сооружении туннелей / Л.А. Строкова // Известия Томского политехнического университета. 2010. Т. 316. № 1. С. 147 – 151.
 33. Радовский, Б.С. Первые представления о прочности и расчете дорожных одежд: дорожные одежды до XX века / Б.С. Радовский // Дорожная техника. 2012. С. 120–133.
 - hollow cylinder torsional apparatus. *Mechanics of materials*. 2009. Vol. 41. Pp. 187 – 198.
 26. Olson R.E. Stress distribution. *Advanced Soil Mechanics*. [Elektronnyy resurs] URL: <http://www.cyut.edu.tw/~jrlai/CE7332/Chap8.pdf>, svobodnyy. – zagl. s ekrana. (data obrashcheniya. 15.12.2011).
 27. Kandaurov, I.I. *Mekhanika zernistyykh sred i yeye primeneniye v stroitelstve*. I.I. Kandaurov. – M.: Stroyizdat, 1966. 314 p.
 28. Harr M.E. *Mechanics of Particulate Media*. McGraw-Hill, New York, NY. 1977. 543 p.
 29. Ullidtz P., Askegaard V., Sjolín F.O. Normal Stresses in a Granular Material under Falling Weight Deflectometer Loading. *Transportation Research Record 1540*, National Research Council, Washington, D.C. 1996. Pp. 24-29.
 30. Badanin, A.N. Obosnovaniye pervoy kriticheskoy nagruzki na zernistuyu sredu supeschanogo osnovaniya / A.N. Badanin, A.K. Bugrov, A.V. Krotov. *Magazine of Civil Engineering*. 2012. No. 9. Pp. 29 – 34.
 31. Fedorovskiy, V.G. Raschet osadok fundamentov melkogo zalozheniya i vybor modeli osnovaniya dlya rascheta plit / V.G. Fedorovskiy, S.G. Bezvoley. *Osnovaniya, fundamenty i mekhanika gruntov*. 2000. No. 4. Pp. 10 – 18.
 32. Strokova, L.A. Uchet pereuplotneniya gruntov v raschetakh osedaniya zemnoy poverkhnosti pri sooruzhenii tunneley / L.A. Strokova. *Izvestiya Tomskogo politekhnicheskogo universiteta*. 2010. T. 316. No. 1. Pp. 147 – 151.
 33. Radovskiy, B.S. Pervyye predstavleniya o prochnosti i raschete dorozhnykh odezhd: dorozhnyye odezhdy do KhKh veka. B.S. Radovskiy. *Dorozhnaya tekhnika*. 2012. Pp. 120–133.

Анатолий Сергеевич Александров,
+7(913)6164212; эл. почта:
Aleksandrov00@mail.ru

Геннадий Владимирович Долгих,
+7(913)9756944; эл. почта:
gennadiy1987_87@mail.ru

Александр Львович Калинин,
+7(965)9858572; эл. почта:
a1exsandr55ne@mail.ru

Anatoliy Aleksandrov,
+7(913)6164212; Aleksandrov00@mail.ru

Gennadiy Dolgikh,
+7(913)9756944; gennadiy1987_87@mail.ru

Alexsandr Kalinin,
+7(965)9858572; a1exsandr55ne@mail.ru

© Александров А.С., Долгих Г.В., Калинин А.Л., 2016

doi: 10.5862/MCE.62.7

The usage of integral equations hereditary theories for calculating changes of measures of the theory of damage when exposed to repeated loads

Применение интегральных уравнений наследственных теорий для расчета изменения мер теории поврежденности при воздействии повторных нагрузок

N.P. Aleksandrova,
*Siberian State Automobile And Highway
Academy, Omsk, Russia*

V.V. Chysow,
*Siberian State Automobile And Highway
Academy, Omsk, Russia*

Key words: damage materials; asphalt pavement; continuity; damage; reload; strength criterion; plasticity condition

**Канд. техн. наук, доцент
Н.П. Александрова,**
*Сибирская государственная автомобильно-
дорожная академия, г. Омск, Россия*
аспирант В.В. Чусов,
*Сибирская государственная автомобильно-
дорожная академия, г. Омск, Россия*

Ключевые слова: поврежденные материалы; асфальтобетонное покрытие; сплошность; поврежденность; повторная нагрузка; критерий прочности; условие пластичности

Abstract. The article gives an overview and analysis of the models of the damage accumulation in monolithic materials when exposed to prolonged and repeatedly applied load. The application of the principle of equivalence stress in the continuous and damage body allowed introducing into the strength criterion of Pisarenko-Lebedev and the three-parameter plasticity condition of Coulomb-Mohr the measures of the theory to accumulate damage in capacity of which the damage of Y.N. Rabotnova and the continuity of L.M. Kachanov are used. It was found that when exposed to repeated load, the process of the reduction of the continuity and the increase in the damage is hereditary. Therefore, to predict changes in these measures under the action of cyclic loads the integral equations of the theory of heredity are applied. This simulation was carried out in two ways. The essence of the first method is that the change of the damage and the continuity in the effects of a repeated stress is determined by the integral equations where the integrand functions are given by means of the degree of dependence. The integration of these functions allowed receiving generalizing logarithmic and exponential models to calculate the reduction of the continuity and the increase in the damage when subjected to cyclic loading. The second way is to apply to the calculation of the damage the principle of equivalence of the deformation or energy where a decrease in the elasticity modulus of the damaged body is described by an integral equation. It was demonstrated that the first method of the calculation of the measures of the theory of the damage accumulation is similar to the principle of equivalence of deformations. There is some brief information about the experimental technique to determine the measures of the theory of the damage accumulation by means of which the parameters of the generalized models for some asphalt concretes are set. The difference of the proposed methods to predict the changes of the damage from analogue is shown.

Аннотация. В статье выполнен обзор и анализ моделей накопления повреждений в монолитных материалах при воздействии длительной и многократно прикладываемой нагрузки. Применение принципа эквивалентности напряжений в сплошном и поврежденном теле позволило ввести в критерий прочности Писаренко – Лебедева и трехпараметрическое условие пластичности Кулона – Мора меры теории накопления повреждений, в качестве которых приняты поврежденность Ю.Н. Работнова и сплошность Л.М. Качанова. Установлено, что при воздействии повторных нагрузок процесс уменьшения сплошности и увеличения поврежденности носит наследственный характер. Поэтому для прогнозирования изменения этих мер в условиях воздействия циклических нагрузок применены интегральные уравнения наследственных теорий. Такое моделирование выполнено двумя способами. Суть первого метода состоит в том, что изменение поврежденности и сплошности в процессе воздействия повторных нагрузок определяется интегральными уравнениями, в которых подынтегральные функции заданы степенными зависимостями. Интегрирование этих функций позволило получить обобщающие логарифмические и степенные модели для расчета уменьшения сплошности и увеличения поврежденности при воздействии циклической нагрузки. Второй способ заключается в применении Aleksandrova N.P., Chysow V.V. The usage of integral equations hereditary theories for calculating changes of measures of the theory of damage when exposed to repeated loads. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 69-82. doi: 10.5862/MCE.62.7.

к расчету поврежденности принципа эквивалентности деформаций или энергетической эквивалентности, в которых уменьшение модуля упругости поврежденного тела описывается интегральным уравнением. Показано, что первый способ расчета мер теории накопления повреждений аналогичен принципу эквивалентности деформаций. Приведены краткие сведения об экспериментальной методике определения мер теории накопления повреждений, при помощи которой установлены параметры обобщающих моделей для некоторых асфальтобетонов. Показано отличие предлагаемых способов прогнозирования изменения поврежденности от аналогов.

Introduction

The damage, accumulated in the structure of road-building materials because of exposure to repeated load, has a significant effect on the characteristics of the stress strain state SSS. Because of increasing damage, the ability of a material to resist ductile and brittle fracture is reduced. Therefore, an important element of engineering of road constructions must be a solution that allows predicting an increase in the damage when subjected to repeated loads. This will allow determining more accurately the service life of the pavement and overhaul time, which will lead to a more efficient use of funding.

The account of the influence of a damage material structure on their SSS is carried out using the theory of the damage accumulation. There are two fundamental areas of the damage theory in mechanics, where the two measures are applied and various methods for their determination exist [1, 2]. Both directions have demand by professionals of the road sector and are used in the evaluation of the stress strain state (SSS). The essence of the approaches is to use one of the two measures, called the continuity of L.M. Kachanova ψ and the damage of Y.N. Rabotnova ω . For long-term and short-term cyclical loads, the developed methods to calculate these measures and these methods are different. The continuity is determined by the ratio of the stress in a solid σ and damaged σ_s material, namely, $\psi = \sigma / \sigma_s$ ($\sigma_s \geq \sigma$), damage of ω find by the ratio of the total defect area F_s to the geometric area of the completely intact section [6] F . Both measures are determined by formulas

$$\psi = \frac{\sigma}{\sigma_s}; \quad \omega = \frac{F_s}{F}. \quad (1)$$

Because the stress in a continuous and damaged body can be expressed by the geometric area intact section and the area of the sample unoccupied defects, then between the continuity and the damage there is a relationship which can be expressed by the formula

$$\omega + \psi = 1; \quad \omega = 1 - \psi; \quad \psi = 1 - \omega. \quad (2)$$

The first expression (2) shows the difference in the parameters of the theory of the damage consisting in the fact that each of them characterizes the total relative area is occupied by the defects (this damage ω), and - without defects (this continuity ψ). The sum of these parameters is equal to unity, i.e. the sum of these measures is none other than the geometric sectional area expressed as a unit. Two other expressions (2) make it possible to calculate the value of one parameter by the value of another characteristic. In the theory of the damage accumulation the principles of equivalence SSS damaged and solid bodies is applied. The principle of equivalence stress follows from the first formula dependencies (1). According to this principle, you can define the components of the stress tensor of the damaged body $\sigma_{ij\omega}$ via the components of the stress tensor σ_{ij} solid body. This calculation is performed according to the formula [2].

$$\sigma_{ij\omega} = \frac{\sigma_{ij}}{1 - \omega} = \frac{\sigma_{ij}}{\psi}. \quad (3)$$

Since the dependence (3) allows us to calculate any component of the stress tensor of the damaged body, it is possible to any characteristic of this tensor to submit multiplication of the similar characteristics to a solid body and the parameters theory of the damage. This implies that using the dependence (3) allows deducing the analytical or empirical strength criteria of damaged bodies. Most of the original strength criteria of damaged bodies were produced mainly for metals in the 70-90 years of XX century [4-9], but they are being applied and modified only today [10-15]. Let us note that the introduction of the continuity or the damage in the criteria of strength and plasticity conditions of solid bodies allows receiving their modification, which can be used in the calculation of damage bodies [3].

Other principles of equivalence of damage theories are designed to determine the measures through the parameters of the physical and mechanical properties of materials. Considering the strain equivalence

principle, note that the deformation of the damaged body ε_D in a simple state of stress, such as uniaxial compression, can be calculated according to the formulas [2];

$$\varepsilon_D = \frac{\sigma}{(1-\omega)} \cdot \frac{1}{E}; \quad \varepsilon_D = \frac{\sigma}{E_D}, \quad (4)$$

Where E и E_D - elasticity (Young's) modules undamaged and damaged material, Pa.

The equating dependence (4) and performing transformation, we obtain

$$E_D = E \cdot (1-\omega); \quad \omega = 1 - \frac{E_D}{E}; \quad \psi = \frac{E_D}{E}. \quad (5)$$

Thus, the damage and the continuity is defined by the ratio of the elastic module damaged and a continuum medium. Experts positively evaluate the deformation approach and a widely used representation (5) [16 - 18]. Moreover, in a number of publications they indicate that the score change of elastic modulus is the most convenient to determine the damage both for metals [19, 20] and for composites [21 - 23].

Later another postulate known as the principle of energy equivalence [24 is introduced] and the depending (5) has undergone modification. According to this principle, the damage is determined via the ratio elastic moduli of the damaged body and undamaged environment, but in a different expression, which has the form [24, 25]

$$\omega = 1 - \sqrt{\frac{E_D}{E}}; \quad \psi = \sqrt{\frac{E_D}{E}}. \quad (6)$$

Of course, the choice of dependencies between (5) and (6) should be based on experimental data. The data of N.I. Karpenko [26] obtained for concrete and reinforced concrete allow us to make a choice in favor of expressions (5).

Substituting the relations (5) or (6) in a principle equivalence of stress (3) allows for the modification of the expression so that the stresses in the damaged body are a function of a component tensor of a solid body and the elastic module of damaged and undamaged environment. From a creep theory it follows that the elastic strain is a function of time. This means that the elastic modulus can be represented by a function of time, but inversely proportional to the aftereffect function (the retardation deformation). Mathematical formulas describing the time variation of the elastic modulus of asphalt concrete are introduced in the paper [27]. In the calculations of road constructions, the reduction in the elastic modulus when exposed to repeated loadings describes the function number of the applied loads. Therefore, under the influence of a single prolonged and short-term repeatedly applied load, the modulus of elasticity is determined by a variety of ways, through a function of time and the number of loads. In the theory of the damage accumulation, the definition of its measures under the influence of such loads is also different. Table 1 shows some models describing the kinetics of the creep damage.

Table 1. Accumulation models of the creep damage [1]

Author	Formula
L. M. Kachanov, A. S. Shesterikov	$\nu_1 = \frac{d\omega}{dt} = C_1 \cdot \left(\frac{\sigma_{ij}}{1-\omega} \right)^m; \quad \nu_2 = \frac{d\omega}{dt} = C_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{ij}}{1-\omega} \right)^m,$ where C_1, C_2 и m – material parameters.
Y. N. Rabotnov	$\nu_3 = \frac{d\omega}{dt} = C_3 \cdot \left(\frac{\sigma_{ij}}{1-\omega} \right)^m \cdot \omega^a,$ where C_3, m и a – material parameters.
John Lemaitre	$\nu_4 = \frac{d\omega}{dt} = C_4 \cdot \left(\frac{\sigma_{ij}}{1-\omega} \right)^m \cdot \frac{1}{1-\omega^b},$ where C_4, m и b – material parameters.
V. P. Golub, A. V. Romanov	$\nu_5 = \frac{d\omega}{dt} = C_5 \cdot \left(\frac{\sigma_{ij}}{1-\omega} \right)^m \cdot \left(\frac{1}{1-\omega} \right)^{f(\sigma_{ij})},$ where C_5, m – material parameters; $f(\sigma_{ij})$ – the stress function.

Aleksandrova N.P., Chysow V.V. The usage of integral equations hereditary theories for calculating changes of measures of the theory of damage when exposed to repeated loads. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 69-82. doi: 10.5862/MCE.62.7.

Note: In formulas from the Table 1 instead of the original designation σ [1] authors used σ_{ij} , emphasizing that in accordance with the principle of equivalence stress, the function of grow stress σ can be spread to any component of the stress tensor σ_{ij} and the entire tensor as a whole.

From analysis of formulas from the Table 1 follows that in the process of the emergence of new experimental data and increase the knowledge about accumulation in material damage during the creep, the authors were forced to complicate the function. Such complication of functions of damage is similar to the complication of the rheological creep functions and relaxation.

The hypothesis of damage summation is applied to calculate the damage from the effects of cyclic loading. We know three basic hypotheses: a linear summation of damage (the Palmgren - Miner principle), a bilinear summation (the S.S. Manson principle) and a non-linear accumulation of damage (the Richard - Newmark principle). These hypotheses were proposed long time ago [28 - 30], but they are widely used at present [31 - 35]. Moreover, the principle of a linear summation used in the Russian Federation [31 - 33] while bilinear or nonlinear summations are used in other countries [34, 35]. The graphic illustration of the summation of the principles shown in Fig. 11.

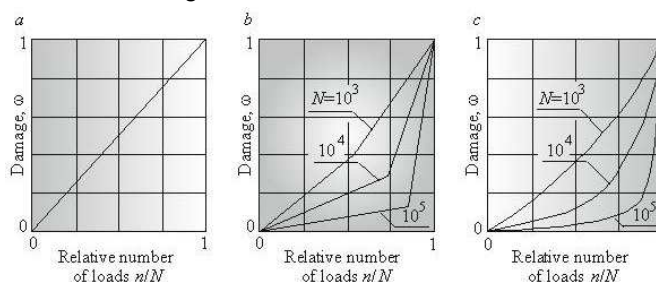


Fig. 1. Principles of damage summation in the calculation of damage: a - a linear summation; b - a bilinear sum; c – a nonlinear summation

The formula describing a linear summation of damage is widely used in the works of Russian specialists, for example, [31, 32] a well-known model of a bilinear summation [29, 36, 37]. A nonlinear dependence to calculate the damage have different varieties. It results in the selection of the model applied to the material, It should be supported in an experimental way or it is necessary to develop a new non-linear model for testing material.

Concluding the review of the literature, let us point out the problem areas used to calculate the asphalt concrete pavement and road pavement bases. Firstly, the layers of road clothes of monolithic materials are traditionally calculated according to the criterion of resistance to stretching of the bending, the basis of which lies the first theory of strength. Although it is known that it incorrectly evaluates the ability of a material to resist destruction. The specialists of the road sector made extensive studies of the effect of fatigue [32, 33] and the porosity at the strength of asphalt concrete [38], but the search for a new strength criterion was not fulfilled. Secondly, road surveys show that at high summer temperatures the drawdown on asphalt [39] and the surface rut, accompanied by bulging coating along the edge of strip rolling are formed [40]. The mechanism for this behavior of monolithic coating can be explained by the fact that with increasing temperature, asphalt loses its ability to run on a bend. Increasing the temperature at a certain value leads to the fact that a vertical deformation appears in the plate of asphalt. In connection with this data, one can assume that at even greater increase temperature, the asphalt works in triaxial compression conditions throughout the thickness of the layer, i.e. at these temperatures the bendability is completely lost. Such conditions of work are not taken into account in the normative criteria. It is assumed that the coating works in a pure bending. So the normative methods of the calculation of the asphalt concrete pavement should be supplemented with the terms of plasticity discrete medium, for example, the criterion of Coulomb-Mohr or its modifications, designed to evaluate the shear strength of discrete materials and soils. Continuity or damage must be entered in these criteria.

The statement of purpose and objectives of the study

The analysis of the problem allows us to formulate the purpose of the study, which consists in the improvement of the calculation methods of road constructions by introducing continuity and damage in

¹ In the work of our colleagues, the damage accumulates under the influence of cyclic loads, usually denoted by D (from the English. Damage). For uniformity of notation in Fig. 1 and hereinafter referred to as the authors use the symbol ω .

Александрова Н.П., Чусов В.В. Применение интегральных уравнений наследственных теорий для расчета изменения мер теории поврежденности при воздействии повторных нагрузок // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С. 69-82.

strength criteria and taking into account changes of the measures of the theory of material damage when subjected to repeated loads.

To achieve this goal it is necessary to solve the problem:

1. Enter the measures of continuity and damage to modify the strength criteria and ductility of the asphalt concrete for the calculation coatings and bases on the tensile strength and flexural shear stability.
2. Find the representations to calculate change for continuity ψ and damage ω when subjected to repeated loads.

Methods

We use the expression (3), to take into account the strength criteria and plasticity in terms of the measures of the damage theory, which allows calculating the stress tensor of a damaged body through a similar tensor of a solid body. Operating with of the tensor components of stress of the damaged body, you can get the representation to calculate the characteristics of this tensor. Table 2 shows the formula for the calculation of the principal stresses and their characteristics determined by the stress state of the damaged body.

Table 2. Characteristics of the stress state of the damaged body

Name characteristics	Formula
1	2
Main stress $\sigma_{1\omega}, \sigma_{2\omega}, \sigma_{3\omega}$	$\sigma_{1\omega} = \frac{\sigma_1}{1-\omega} = \frac{\sigma_1}{\psi}; \quad \sigma_{2\omega} = \frac{\sigma_2}{1-\omega} = \frac{\sigma_2}{\psi}; \quad \sigma_{3\omega} = \frac{\sigma_3}{1-\omega} = \frac{\sigma_3}{\psi},$ where σ_1, σ_2 и σ_3 – the principal stresses in the intact body.
The maximum shear stresses $\tau_{\max\omega}$	$\tau_{\max\omega} = \frac{\tau_{\max}}{1-\omega} = \frac{\tau_{\max}}{\psi}; \quad \tau_{\max\omega} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cdot (1-\omega)} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2 \cdot \psi},$ where $\tau_{\max}$ – maximum shear stress in the intact body.
Octahedral normal $\sigma_{\text{oct}\omega}$ and the tangent $\tau_{\text{oct}\omega}$ stress	$\sigma_{\text{oct}\omega} = \frac{\sigma_{\text{oct}}}{1-\omega} = \frac{\sigma_{\text{oct}}}{\psi}; \quad \tau_{\text{oct}\omega} = \frac{\tau_{\text{oct}}}{1-\omega} = \frac{\tau_{\text{oct}}}{\psi},$ where σ_{oct} и τ_{oct} – octahedral normal and tangential stresses in the intact body.
The intensity of the normal $\sigma_{i\omega}$ and the tangent $\tau_{i\omega}$ stress	$\sigma_{i\omega} = \frac{\sigma_i}{1-\omega} = \frac{\sigma_i}{\psi}; \quad \tau_{i\omega} = \frac{\tau_i}{1-\omega} = \frac{\tau_i}{\psi},$ where σ_i и τ_i – the intensity of the normal and shear stress (intensity R. Mises) in the intact body.
Invariants of the stress tensor (first $I_{1\omega}$, second $I_{2\omega}$ and third $I_{3\omega}$)	$I_{1\omega} = \frac{I_1}{1-\omega} = \frac{I_1}{\psi}; \quad I_{2\omega} = \frac{I_2}{(1-\omega)^2} = \frac{I_2}{\psi^2}; \quad I_{3\omega} = \frac{I_3}{(1-\omega)^3} = \frac{I_3}{\psi^3},$ where I_1, I_2 и I_3 – the first, second and third invariants of the stress tensor of the intact body.
The second invariant of the stress deviator	$J_{2\omega} = \frac{1}{(1-\omega)^2} \cdot \left(I_2 - \frac{1}{3} \cdot I_1^2 \right) = \frac{1}{\psi^2} \cdot \left(I_2 - \frac{1}{3} \cdot I_1^2 \right),$
The third invariant of the stress deviator	$J_{3\omega} = \frac{1}{(1-\omega)^3} \cdot \left(I_3 - \frac{1}{3} \cdot I_1 \cdot I_2 + \frac{2}{27} \cdot I_1^3 \right) =$ $= \frac{1}{\psi^3} \cdot \left(I_3 - \frac{1}{3} \cdot I_1 \cdot I_2 + \frac{2}{27} \cdot I_1^3 \right).$

Entering measures of the damage theory into strength criteria and plasticity condition can be performed by replacing the stress state of a solid body on tensor characteristics of the damaged body. According to the formulas from Table 2, these characteristics are the functions of damage or continuity and characteristics of the stress tensor of the intact body. Using a modified condition plasticity, obtained in [41], and entering the dependence to calculate the principal stresses of the damaged body expressed via of damage in it, we get

$$\frac{1}{2 \cdot (1 - \omega_N)} \cdot \left[\sigma_1 \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^d - \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^d \cdot \sigma_3 \right] = c, \quad (7)$$

where ω_N and ψ_N - damage and continuity after exposure to N number of design loads, MU ; σ_1 and σ_3 - the maximum and minimum principal stresses arising in the asphalt concrete at high summer temperatures causing it triaxial throughout the thickness of the layer, MPa ; φ and c - the angle of an internal friction and the adhesion of asphalt concrete that are the setting limit of the direct Coulomb - Mohr, degrees (radians) and MPa respectively; d - the parameter entered in one of the conditions of entry forms of Coulomb - Mohr [41] taking into account the amount of the deformation of the sample, which is taken as the limit when triaxial material is used.

If the criteria (7) damage replaces the continuity, the equation of a limiting condition takes the form

$$\frac{1}{2 \cdot \psi_N} \cdot \left[\sigma_1 \cdot \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^d - \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^d \cdot \sigma_3 \right] = c. \quad (8)$$

When $d = 0,5$ and $\omega_N = 0$ or 1 ψ_N = modified plasticity condition (7) and (8) takes the form of one of the known forms of recording of the original terms of the plasticity of Coulomb-Mohr [41]. When $d = 0$ and $\omega_N = \psi_N = 0$ or 1 , conditions (7) and (8) become identical to the third theory of strength. When $0 \leq d \leq 0,5$ and $\omega_N = 0$ or $\psi_N = 1$ this condition takes the form of a modified criterion [41]. Thus, the difference between (7) and (8) from prototype [41] consists in the registration impact of damage, progressing with increasing of repeated impact loads on the ability of materials to resist shear. This difference causes the novelty of the modified criteria (7) and (8).

When modifying the strength of the criteria used to calculate the asphalt layers on the fatigue tensile bending, take into account the opinion of O.T. Batrakova², who believed that the first theory of strength applied to a standard method of design is sufficient to replace the original criterion of O. Mora. It is known that the Pisarenko-Lebedev criterion summarizes the original criterion of O. Mora in the event of the stress state $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, acquiring its form when $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$. Table 3 shows the original and the modified criteria of Pisarenko – Lebedev.

Table 3. Equations of limit states for the original criterion of Pisarenko-Lebedev and its modifications, taking into account the measures of the damage theory.

The author of the original criterion	The equation of limit state for:	
	the original criterion	the criterion modified by authors of the publication
Pisarenko, Lebedev [43]	$\chi \cdot \sigma_i + (1 - \chi) \cdot \sigma_1 = R_t$; $\chi = R_t / R_{cs}$, where χ - a material parameter, associated with compressive strength and tensile R_{cs} and R_t	$\frac{1}{1 - \omega_N} \cdot [\chi \cdot \sigma_i + (1 - \chi) \cdot \sigma_1] = R_t$; $\frac{1}{\psi_N} \cdot [\chi \cdot \sigma_i + (1 - \chi) \cdot \sigma_1] = R_t$.

² Batrakov O.T. Strengthening non-rigid pavements. - M.: Transport, 1985. - 144 p.

Александрова Н.П., Чусов В.В. Применение интегральных уравнений наследственных теорий для расчета изменения мер теории поврежденности при воздействии повторных нагрузок // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С. 69-82.

Analyzing the original criterion of Pisarenko–Lebedev for the stress state $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, easy to get $\sigma_i = \sigma_1 - \sigma_3$, whereby this criterion takes the form

$$\frac{R_t}{R_{cs}} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) + \left(1 - \frac{R_t}{R_{cs}}\right) \cdot \sigma_1 = R_t. \quad (9)$$

Opening the braces, we get

$$\sigma_1 - \frac{R_t}{R_{cs}} \cdot \sigma_3 = R_t. \quad (10)$$

The formula (10) is the equation of limit state of the original criterion of O. Mora. It is used to calculate the materials in tension. If in the condition (10) performs the replacement of the tensile strength R_t to the tensile strength flexural R_f and enter the parameters of the damage theory, we obtain the equation

$$\frac{1}{1 - \omega_N} \cdot \left(\sigma_1 - \frac{R_f}{R_{cs}} \cdot \sigma_3 \right) = R_f; \quad \frac{1}{\Psi_N} \cdot \left(\sigma_1 - \frac{R_f}{R_{cs}} \cdot \sigma_3 \right) = R_f. \quad (11)$$

The equation of limit state in the form (11) is introduced in the document³ and is tested while designing the asphalt concrete pavement of roads of gas fields YaNAO. Thus, the publication of the given materials has practical significance. Note that the criterion (11) compared to the standard criteria of instructions has a higher accuracy. Consequently the Pisarenko-Lebedev criterion (Table 3), summarizing the theory of Mora, allows solving problems with greater accuracy, spreading (11) in the states of stress, characterized by the principal stresses $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. Here, the authors emphasize the novelty of the modified criterion in Table 3 and its accuracy compared with the equation (11) proposed and tested earlier.

The obtained modified plasticity condition (7) and (8), as well as the strength criteria in Table 3 and (11) require solutions allowing predicting the change in the measures of the damage theory in the process of re-load applications.

The data of the experiments show that in the process of reloads decrease the continuity and growth of damage because fatigue processes are hereditary. That is, the value of the continuity and damage observed when exposed to n load, due to the history of the application of all previous load. Since the process of reducing the continuity and growth of damage proceeds in conjunction with the fatigue and accumulation of strain, the basis of the integral expressions of the exponential function can be used. Then the kernel of integral equations is necessary to present power functions

$$\Delta\omega = a \cdot n^{-1}; \quad \Delta\Psi = -a \cdot n^{-1}; \quad (12)$$

$$\Delta\omega = b \cdot n^c; \quad \Delta\Psi = -b \cdot n^c, \quad (13)$$

where $\Delta\omega$ and $\Delta\Psi$ - respectively, the increment of damage and continuity of the n impact of load; a , b and c - coefficients taking into account the level of the stress state and the type of material.

Make an expression (12) and fulfill their integration, we obtain

$$\omega_N = \omega_0 + a \cdot \int_1^N n^{-1} dn = \omega_0 + a \cdot \ln N, \quad (14)$$

where ω_0 - the magnitude of damage, corresponding to the initial state.

$$\Psi_N = \Psi_0 - a \cdot \int_1^N n^{-1} dn = \Psi_0 - a \cdot \ln N, \quad (15)$$

³ Aleksandrov A.S. and others. The calculation of non-rigid pavements such as roads gas fields of the Yamal-Nenets Autonomous District on the strength criteria. - Omsk: Publishing house SibADI, 2014. - P. 49 - 51.

Aleksandrova N.P., Chysow V.V. The usage of integral equations hereditary theories for calculating changes of measures of the theory of damage when exposed to repeated loads. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 69-82. doi: 10.5862/MCE.62.7.

where ψ_0 - the value of continuity corresponding to the initial state.

Taking as integrands of (13) and performing the integration, we obtain the sedate model of decreasing the continuity and growth of damage with an increase in the number of loading effects

$$\omega_N = \omega_0 + b \cdot \int_1^N n^c dn = \omega_0 + b \cdot \frac{N^{c+1} - 1}{c+1}. \quad (16)$$

$$\psi_N = \psi_0 - b \cdot \int_1^N n^c dn = \psi_0 - b \cdot \frac{N^{c+1} - 1}{c+1}, \quad (17)$$

Let us take the hypothesis of the initial state, according to which the material to repeated load application considered solid and having no damage whereby $\omega_0=0$ and $\psi_0=1$. Thus, the hypothesis of the initial state allows ignoring pores, microcracks and other defects that remain in the material after the manufacture thereof specimen or structure. In this case, take into account the damage produced only from the effects of repeated loads. In this case, expressions (14) - (17) take the form

$$\omega_N = a \cdot \ln N; \quad \psi_N = 1 - a \cdot \ln N. \quad (18)$$

$$\omega_N = b \cdot \frac{N^{c+1} - 1}{c+1}; \quad \psi_N = 1 - b \cdot \frac{N^{c+1} - 1}{c+1}. \quad (19)$$

Analyzing the dependence (18) and (19) it is easy to see that with the increase in the number of repeated stress, the damage is rising and continuity is falling. In addition, in these dependencies the principle formulas are stored (1), whereby the sum of these measures is one, and each of them can be determined by the difference of unit and the other opposing measures.

Let us consider the second option to solve the problem based on the withdrawal of submission to calculate the elasticity modulus of the damaged body. At the same time, we note that the modulus of elasticity can be secant, tangent and piecewise linear (see. Fig. 2).

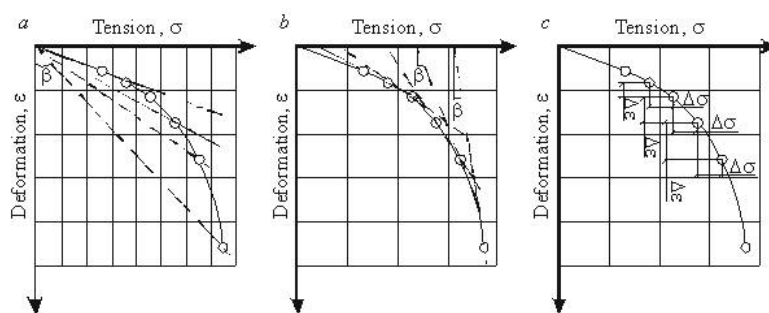


Fig. 2 Way of the detection and classification of the elastic module:
a - secant modulus; b - tangent modulus; c - piecewise linear module.

In calculating changes of the damage or discontinuities caused by exposure to the repeated loads, it is possible to adopt any of these modules, but according to (5) or (6) substitute the value of the elastic modulus characterizing the deformation of the first's straight segments schedule.

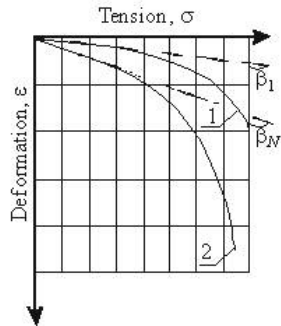


Fig. 3. - The scheme to determine the damage and continuity when subjected to repeated loading: 1 and 2 - respectively strain curves after number of stress $n = 1$ and $n = N$

Figure 3 shows the scheme of the definition measures of the theory of damage accumulation. Curve 1 is a plot of stress-strain after a single application of a short-term load. Curve 2 is similar to the dependence, but for the material tested multiple load applications with the number $n = N$. Note that two experiments must be conducted to construct deforming curves shown in Figure 1. The first experiment is that the sample is subjected to repeated loads with a different number of applications (for example, $n = 1, n = 10, n = 102, n = 103, n = 104, n = 105, n = 106 \dots n = N$). After performing this procedure, (the sample tested by monotonically increasing load and builds), the plots similar to those are shown in Figure 3. If N is the limiting number, then all the other curves are located between the lines 1 and 2. In each graph, determine the endpoint of the first line segment, which is connecting the origin of coordinates. Figure 3 shows the compound in dotted rays. The same Figure shows the angles of rays, which coincide with

$$\omega = 1 - \frac{E_{DN}}{E_1} \quad \psi = \frac{E_{DN}}{E_1}, \quad (20)$$

where E_1 and E_{DN} – the elastic module of the conventionally an undamaged material, determined under the influence of a short-term load, and the damaged material, determined after the application of N load.

If for the calculation of the elastic modulus we use integral equations of the theory of heredity, and the increment of the modulus of elasticity of the load with the number n , the power equation will have the form

$$\Delta E_D = -b \cdot n^c. \quad (21)$$

Then an integral equation and the result of integration will be in the form

$$E_{DN} = E \cdot \left(1 - b \cdot \int_1^N n^c dn \right) = E \cdot \left(1 - b \cdot \frac{N^{c+1} - 1}{c + 1} \right), \quad (22)$$

Substituting (22) into the formula (5) and (6), we obtain

$$\omega = b \cdot \frac{N^{c+1} - 1}{c + 1}; \quad \omega = 1 - \sqrt{1 - b \cdot \frac{N^{c+1} - 1}{c + 1}}. \quad (23)$$

The continuity is determined analogously or by using the properties recorded by the formulas (2). While comparing the addition (19) with the first expression (23), it is easy to verify the identity of these formulas. This means that the first method of the calculation of the measures of the theory of the damage accumulation proposed and used by us in the calculations (12) - (19) is similar to the principle of the equivalence of deformations. These methods lead to the same formulas with the same integrand. The principle of energy equivalence leads to another dependency and thus it differs from the first method we have demonstrated.

Results and Discussion

Comparing the proposed methods to calculate the damage parameter of asphalt concrete with similar [27, 42-45], we note that in the works of our colleagues a function of time for calculating the change in the damage or the elasticity modulus of asphalt concrete is used. The proposed method operates the functions of the number of the design loads. This makes our models different and give them advantage. Aleksandrova N.P., Chysow V.V. The usage of integral equations hereditary theories for calculating changes of measures of the theory of damage when exposed to repeated loads. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 69-82. doi: 10.5862/MCE.62.7.

This is due to the fact that the mathematical models [27, 42-45] to account for the number of loads require the application of the theory of the similarity of deformation of the material at creep and exposed of cyclic loading. The essence of this theory is the functions of the time. The duration of the sustained load is replaced by a product of the exposure time of one cyclic load and their number. This method requires the determination of the coefficient correcting the difference of a deformation creep curve from the deformation accumulated from repeated loads. Thus, there is a need to perform two tests. The first experiment is a test for the creep of asphalt concrete, and the second test is optional and it is used to determine the depending of the deformation on the number of repeated loads.

Of course, the definition of the parameters of the models is the task of experimental studies. In order to perform it we have developed a method, which includes the rules of the manufacture laboratory samples, a planning experiment and a statistical analysis of the results. The presentation of the experimental procedure and its results are extensive and it requires writing another article. In this publication, we stress that we have created this technique and have performed some tests on the fatigue bending beam resulting in the determination of the values of the parameter a , used in the model (18) for some types of asphalt concrete. The results of these and other experimental studies as well as the implementation methods we will try to explain in a subsequent publication. In this article, we pay attention to beneficial differences of the developed experimental techniques from analogue, present the values of the coefficients of the model (18) and compare the results of the calculation of the damage to the experimental data. Figure 4a shows a traditional scheme of the test asphalt beam on bending [46]. In the study of the influence of damage on the fatigue of the asphalt concrete at the bottom (in the tensile stress zone), such beam arrange a slot [46 - 48]. Because of it, the girder becomes large and according to the opinion of the author's work [46], it is difficult to manufacture it in the laboratory. To address this shortcoming we have applied a laboratory test developed by prof. V.V. Sirotyuk, which allows producing 3 asphalt beams 10 cm thick and 60 cm long each. Figure 4b shows the stand.

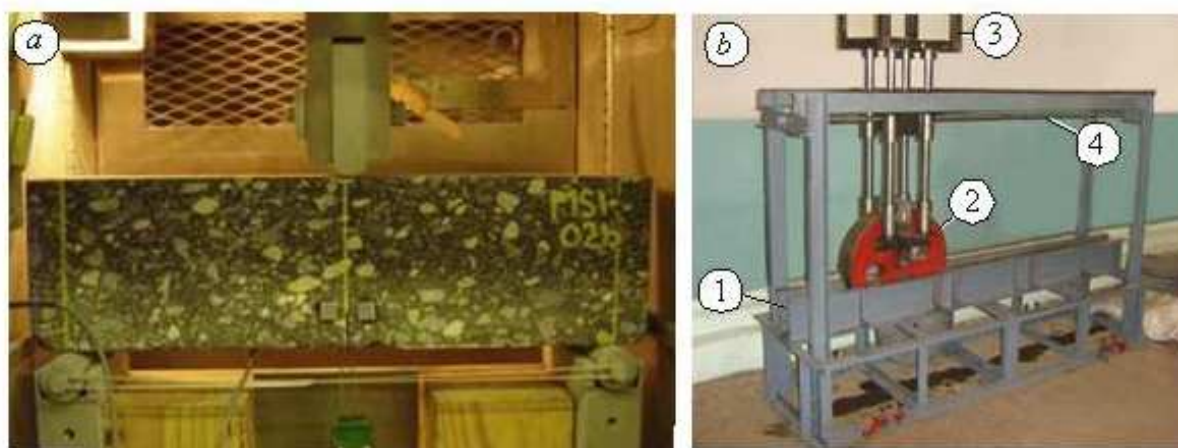


Fig. 4. Illustration of equipment to test asphalt beams:
a - test beam when subjected to cyclic loading [46];
b - stand of prof. V.V. Sirotyuk for the production of asphalt concrete beams

Produced asphalt concrete beams were tested in the device of dynamic loading made when using the drawings by prof. V.V. Sirotyuk. The device was placed in a climate chamber where the temperature of asphalt beams is kept while testing by means of the cyclic load. Under these conditions, the beam was exposed to a specified number of loads, the value of which is identical and corresponds to the force with which in asphalt coating having tensile stresses corresponding design load A_1 . Fig. 5 shows the experimental data on the dependence of damage and continuity of the number of repeated loads, as well as data to calculate formulas (19) with $b = 0.0218$ and $c = -0.884$.

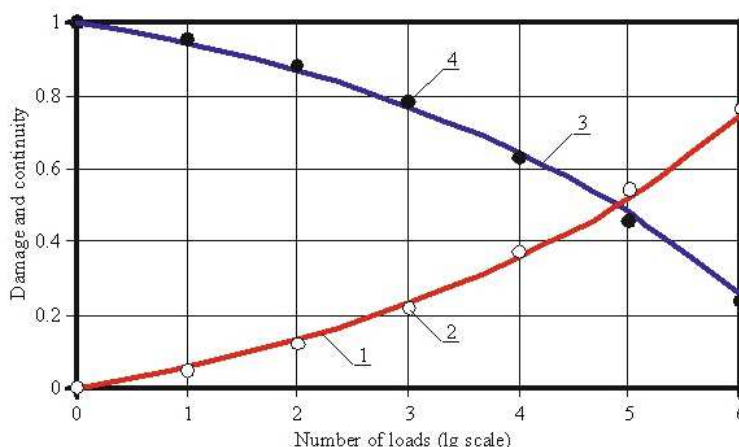


Fig. 5. The dependence of the damage and the continuity of the asphalt concrete at a bend on the number of cyclic loads: 1 and 2 - respectively, calculated and experimental values of the damage; 3 and 4 - respectively, the calculated and experimental values of continuity

From the analysis of the data shown in Figure 5 it is seen that the proposed mathematical model (19) with the correct selection of the parameters b and c is adequate to experimental data, and thus it can be applied in the design of the asphalt concrete pavement of roads.

Conclusions

Summing up the materials, the authors may formulate a number of conclusions and define the scope and prospects for their future research.

1. A modified plasticity condition (7), (8) and strength criteria (see. Tab. 3), taking into account the effect of the accumulation of asphalt damage have been proposed. These criteria make it possible to perform the calculation of the structural layers of the pavement on the shear resistance and tensile fatigue from bending.

2. The application of integral equations of the heredity theory obtained logarithmic and exponential mathematical models predicting changes damage of Y.N. Rabotnova and continuity of L.M. Kachanova when subjected to repeated loads.

3. Our further research will focus on the development of an experimental method, which allows estimating the value of the continuity measures and the damage of the asphalt concrete at flexural uniaxial and triaxial compression under conditions of repeatedly applied loads.

4. While planning the experiment temperature and granulometry asphalt concrete can be taken as significant factors, bitumen content thereof, as well as the magnitude of the stresses. Tests of the asphalt concrete with variation of these parameters allow developing the multiparameter mathematical model to calculate the coefficient as a function (18), (19) and (23).

Aknowledgement

The authors are grateful to Dr. Technical Sciences, prof. V.V. Sirotyuk and Cand. Tehn. Sciences G.M. Levashov (Department "Design of roads» SibADI) for the provided installation that allowed applying cyclic loads of different frequencies, as well as tips and tricks for this equipment.

Литература

1. Lemaitre J. *A Course on Damage Mechanics*. Jane Lamaitre, Rodrigue Desmorat. Verlag Berlin Heidelberg: Springer, 2005. 380 p.
2. Сосновский Л. Концепции поврежденности материалов / Л. Сосновский, С. Щербаков. // Вісник ТНТУ. 2011. Спецвипуск – частина 1. С.14 – 23.
3. Александрова Н.П., Александров А.С., Чусов В.В. Модификация критериев прочности и условий

References

1. Lemaitre J. *A Course on Damage Mechanics*. Jane Lamaitre, Rodrigue Desmorat. – Verlag Berlin Heidelberg: Springer, 2005. 380 p.
 2. Sosnovskiy L., Shcherbakov S. Kontseptsii povrezhdennosti materialov [Conception of damage of materials]. *Visnik TNTU. Spetsvipusk part 1*. 2011. Pp. 14 – 23. (rus)
 3. Aleksandrova N.P., Aleksandrov A.S., Chusov V.V. Modifikatsiya kriteriyev prochnosti i usloviy plastichnosti pri
- Aleksandrova N.P., Chysow V.V. The usage of integral equations hereditary theories for calculating changes of measures of the theory of damage when exposed to repeated loads. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 69-82. doi: 10.5862/MCE.62.7.

- пластичности при расчетах дорожных одежд // Вестник СибАДИ. 2015. № 4. С. 47 – 54.
4. Shima S., Oyane M. Plasticity theory for porous metals. *International Journal of Mechanical Sciences*. 1976. Vol. 18. Pp. 285 – 291.
 5. Gurson A.L. Continuum theory of ductile rupture by void nucleation and growth; I. Yield criteria and flow rules for porous ductile media. *J. Eng. Materials Technol.*, 1977. Vol. 99. No. 1. Pp. 2-15.
 6. Tvergaard V. Influence of voids on shear band instabilities under plane strain conditions. *Int. J. Fracture*. 1981. Vol. 17. Pp. 389-407.
 7. Tvergaard V., Needleman A. Analysis of the cup-cone fracture in a round tensile bar. *Acta Metall.* 1984. Vol. 32. Pp. 157-169.
 8. Lee J.H., Oung J. Yield functions and flow rules for porous pressure-dependent strain-hardening polymeric materials. *J. Appl. Mech.* 2000. Vol. 67. No. 2. Pp. 288-297.
 9. Sofronis P., McMeeking R.M. Creep of power-law material containing spherical voids. *J. Appl. Mech.* 1992. Vol. 59. No. 2 Pp. 88-95.
 10. Vaz Jr. M. et al. Considerations on parameter identification and material response for Gurson-type and Lemaitre-type constitutive models. *International Journal of Mechanical Sciences*. 2016. Vol. 106. Pp. 254-265.
 11. Vaz Jr. Considerations on identification of damage parameters: a case study. *XIII International Conference on Computational Plasticity: fundamentals and applications (COMPLAS 2015)*. Barcelona, 1-3 September 2015. Pp. 194 -203.
 12. Barbu L.G., Large scale validation of a new isotropic hardening law for the barcelona plastic damage model under ultra low cycle fatigue conditions. *XIII International Conference on Computational Plasticity: fundamentals and applications (COMPLAS 2015)*. Barcelona, 1-3 September 2015. Pp. 248-259.
 13. Li S. Meshfree Method for Ductile Fracture with Modified Gurson's Model. *19th Structural Dynamics and Materials Conference*. 04 - 07 April 2011, Denver, Colorado. 2011. Pp 1-11.
 14. Li S., Simonsen C.B. Meshfree Simulations of Ductile Crack Propagations. *International Journal for Computational Methods in Engineering Science and Mechanics*. 2005. Vol. 6 (1). Pp. 1 – 19.
 15. Бенин А.В., Семенов А.С., Семенов С.Г., Мельников Б.Е. Конечно-элементное моделирование процессов разрушения и оценка ресурса элементов автодорожного моста с учетом коррозионных повреждений // Инженерно-строительный журнал. 2012. №7. С. 32 – 42.
 16. Ambroziak A., Klosowski P. Survey of modern trends in analysis of continuum damage mechanics. *Task Quarterly*. 2006. No 4, 437 – 454.
 17. Granda Marroquin L.E. et al. Cumulative Damage Evaluation under Fatigue Loading. *Applied Mechanics and Materials*. 2008. Vol. 13-14. Pp 141 – 150.
 18. Tsiloufas S.P., Plaut R.L. Ductile Fracture Characterization for Medium Carbon Steel Using Continuum Damage Mechanics. *Materials Sciences and Applications*. 2012. No. 3. Pp. 745 – 755.
 19. Lemaitre J., Dufailly J. Damage measurements. *Engineering Fracture Mechanics*. 1987. Vol. 28. No. 516. Pp. 643 – 661.
 20. Kim S., Kim W. A progressive damage modeling based on the continuum damage mechanics and its finite element analysis. *Journal of Applied Mechanics*. 1994. Vol. 61. Pp. 45 – 53.
 21. raschetakh dorozhnykh odezhd [Modification of the criteria of strength and ductility conditions in the calculation of road pavement]. *Vestnik SibADI*. 2015. No 4. Pp. 47 – 54. (rus)
 4. Shima S., Oyane M. Plasticity theory for porous metals. *International Journal of Mechanical Sciences*. 1976. Vol. 18. Pp. 285 – 291.
 5. Gurson A.L. Continuum theory of ductile rupture by void nucleation and growth; I. Yield criteria and flow rules for porous ductile media. *J. Eng. Materials Technol.*, 1977. Vol. 99. No. 1. Pp. 2-15.
 6. Tvergaard V. Influence of voids on shear band instabilities under plane strain conditions. *Int. J. Fracture*. 1981. Vol. 17. Pp. 389-407.
 7. Tvergaard V., Needleman A. Analysis of the cup-cone fracture in a round tensile bar. *Acta Metall.* 1984. Vol. 32. Pp. 157-169.
 8. Lee J.H., Oung J. Yield functions and flow rules for porous pressure-dependent strain-hardening polymeric materials. *J. Appl. Mech.* 2000. Vol. 67. No. 2. Pp. 288-297.
 9. Sofronis P., McMeeking R.M. Creep of power-law material containing spherical voids. *J. Appl. Mech.* 1992. Vol. 59. No. 2 Pp. 88-95.
 10. Vaz Jr. M. et al. Considerations on parameter identification and material response for Gurson-type and Lemaitre-type constitutive models. *International Journal of Mechanical Sciences*. 2016. Vol. 106. Pp. 254-265.
 11. Vaz Jr. Considerations on identification of damage parameters: a case study. *XIII International Conference on Computational Plasticity: fundamentals and applications (COMPLAS 2015)*. Barcelona, 1-3 September 2015. Pp. 194 -203.
 12. Barbu L.G., Large scale validation of a new isotropic hardening law for the barcelona plastic damage model under ultra low cycle fatigue conditions. *XIII International Conference on Computational Plasticity: fundamentals and applications (COMPLAS 2015)*. Barcelona, 1-3 September 2015. Pp. 248-259.
 13. Li S. Meshfree Method for Ductile Fracture with Modified Gurson's Model. *19th Structural Dynamics and Materials Conference*. 04 - 07 April 2011, Denver, Colorado. 2011. Pp 1-11.
 14. Li S., Simonsen C.B. Meshfree Simulations of Ductile Crack Propagations. *International Journal for Computational Methods in Engineering Science and Mechanics*. 2005. Vol. 6 (1). Pp. 1 – 19.
 15. Benin A.V., Semenov A.S., Semenov S.G., Melnikov B.Ye. Konechno-elementnoye modelirovaniye protsessov razrusheniya i otsenka resursa elementov avtodorozhnogo mosta s uchetom korrozionnykh povrezhdeniy [Finite element simulation of fracture processes and the evaluation of the resource elements of the highway bridge in view of corrosion damage]. *Magazine of Civil Engineering*. 2012. No 7. Pp. 32 – 42. (rus)
 16. Ambroziak A., Klosowski P. Survey of modern trends in analysis of continuum damage mechanics. *Task Quarterly*. 2006. No 4, 437 – 454.
 17. Granda Marroquin L.E. et al. Cumulative Damage Evaluation under Fatigue Loading. *Applied Mechanics and Materials*. 2008. Vol. 13-14. Pp 141 – 150.
 18. Tsiloufas S.P., Plaut R.L. Ductile Fracture Characterization for Medium Carbon Steel Using Continuum Damage Mechanics. *Materials Sciences and Applications*. 2012. No. 3. Pp. 745 – 755.
 19. Lemaitre J., Dufailly J. Damage measurements. *Engineering Fracture Mechanics*. 1987. Vol. 28. No. 516. Pp. 643 – 661.

Александрова Н.П., Чусов В.В. Применение интегральных уравнений наследственных теорий для расчета изменения мер теории поврежденности при воздействии повторных нагрузок // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С. 69-82.

21. Delaet M., Lataillade J., Wol C. Intralaminar shear loading effects on the damage process of multiply composites at impact rates. In: International Conference on Mechanical and Physical Behaviour of Materials under Dynamic. *Journal de Physique IV*. Les Éditions de Physique and DYMAT, 1994. Pp. 213 – 218.
22. Lemaitre J., Leckie F., Sherman D. Crazing of laminates. *European Journal of Mechanics, A/Solids* 1992. Vol.11(3). Pp. 289 – 304.
23. Tang C., Plumtree A. Damage mechanics applied to polymers. *Engineering Fracture Mechanics* 1994. Vol. 49(4). Pp. 499 – 508.
24. Alves M., Yu J., Jones N. On the elastic modulus degradation in continuum damage mechanics. *Computers and Structures*. 2000. Vol. 76. Pp. 703 – 712.
25. Shen J. et al. Material damage evaluation with measured microdefects and multiresolution numerical analysis. *International Journal of Damage Mechanics*. 2014, Vol. 23(4) Pp. 537 – 566.
26. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
27. Кириллов А.М., Завьялов М.А. Моделирование изменения модуля упругости асфальтобетона при нагружении / А.М. Кириллов, // Инженерно-строительный журнал. – 2015. № 2. – С. 70 – 76.
28. Miner M.A. Cumulative damage in fatigue. *Journal of Applied Mechanics*. 1945, No. 12, Pp. 159 – 164.
29. Manson S.S., Freche J.C., Ensign C.R. Application of a double linear damage rule to cumulative fatigue. *ASTM STP*. 1967. Pp. 384-412.
30. Richart F.E., Newmark N.M. A hypothesis for determination of cumulative damage in fatigue. *Proc. ASTM* 48, 1968. Pp. 767-800.
31. Petinov S.V., Guchinsky R.V., Sidorenko V.G. Damage identity in fatigue assessment of structures. *Magazine of Civil Engineering*, 2016, No.1. Pp. 82 – 88.
32. Углова Е.В. Прогнозирование усталостной долговечности асфальтобетонных покрытий // Транспортное строительство. 2008. № 11. С. 13–17.
33. Дровалева О.В. Оценка усталостной долговечности асфальтобетона в условиях воздействия циклических нагрузок при интенсивном скоростном транспортном потоке // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2009. № 11–12. С. 65 – 70.
34. Liu Y., Mahadevan S. Stochastic fatigue damage modeling under variable amplitude loading. *International Journal of Fatigue*. 2007, Vol. 29. Pp 1149 – 1161.
35. Zhu S-P., et all. Probabilistic modeling of damage accumulation for time-dependent fatigue reliability analysis of railway axle steels. *Journal Rail and Rapid Transit*. 2015, Vol. 229 (1). Pp 23 – 33.
36. Manson, S.S., Halford, G.R. Practical implementation of the double linear damage rule and damage curve approach for treating cumulative fatigue damage. *Int. J. Fatigue*. 1981. Vol. 17. Pp. 169-192.
37. Goodin, E, Kallmeyer A, Kurath P. Evaluation of nonlinear cumulative damage models for assessing HCF/LCF interactions in multiaxial loadings. *Proceedings of the 9th national turbine engine high cycle fatigue (HCF) conference*. March 16–19, Pinehurst, NC; 2004.
38. Кириллов А.М., Завьялов М.А. Интерпретация свойств асфальтобетона в дорожном покрытии // Строительные материалы. 2015. № 4. С. 87 – 92.
39. Кириллов А.М. Просадки асфальтобетонных покрытий и способы их предотвращения / А.М. Кириллов // Дороги России. 2014. № 6. С. 101 – 106.
20. Kim S., Kim W. A progressive damage modeling based on the continuum damage mechanics and its finite element analysis. *Journal of Applied Mechanics*. 1994. Vol. 61. Pp. 45 – 53.
21. Delaet M., Lataillade J., Wol C. Intralaminar shear loading effects on the damage process of multiply composites at impact rates. In: International Conference on Mechanical and Physical Behaviour of Materials under Dynamic. *Journal de Physique IV*. Les Éditions de Physique and DYMAT, 1994. Pp. 213 – 218.
22. Lemaitre J., Leckie F., Sherman D. Crazing of laminates. *European Journal of Mechanics, A/Solids* 1992. Vol.11(3). Pp. 289 – 304.
23. Tang C., Plumtree A. Damage mechanics applied to polymers. *Engineering Fracture Mechanics* 1994. Vol. 49(4). Pp. 499 – 508.
24. Alves M., Yu J., Jones N. On the elastic modulus degradation in continuum damage mechanics. *Computers and Structures*. 2000. Vol. 76. Pp. 703 – 712.
25. Shen J. et al. Material damage evaluation with measured microdefects and multiresolution numerical analysis. *International Journal of Damage Mechanics*. 2014, Vol. 23(4) Pp. 537 – 566.
26. Karpenko N.I. *Obshchiye modeli mekhaniki zhelezobetona* [The common model of mechanics of reinforced concrete]. Moscow: Stroyizdat, 1996. 416 p. (rus)
27. Kirillov A.M., Zavyalov M.A. Modelirovaniye izmeneniya modulya uprugosti asfaltobetona pri nagruzhe-nii [Modelling changes modulus of elasticity of asphalt concrete under load]. *Magazine of Civil Engineering*. 2015. No 2. Pp. 70 – 76. (rus)
28. Miner M.A. Cumulative damage in fatigue. *Journal of Applied Mechanics*. 1945, No. 12, Pp. 159 – 164.
29. Manson S.S., Freche J.C., Ensign C.R. Application of a double linear damage rule to cumulative fatigue. *ASTM STP*. 1967. Pp. 384-412.
30. Richart F.E., Newmark N.M. A hypothesis for determination of cumulative damage in fatigue. *Proc. ASTM* 48, 1968. Pp. 767-800.
31. Petinov S.V., Guchinsky R.V., Sidorenko V.G. Damage identity in fatigue assessment of structures. *Magazine of Civil Engineering*, 2016, No.1. Pp. 82 – 88.
32. Uglova Ye.V. Prognozirovaniye ustalostnoy dolgovechnosti asfaltobetonnykh pokrytiy [Prediction of fatigue life of asphalt concrete pavements]. *Transportnoye stroitelstvo*. 2008. No 11. Pp. 13–17. (rus)
33. Drovaleva O.V. Otsenka ustalostnoy dolgovechnosti asfaltobetona v usloviyakh vozdeystviya tsiklicheskih nagruzok pri intensivnom skorostnom transportnom potoke [Estimation of fatigue life of asphalt concrete under the action of cyclic loads at intensive traffic flow speed]. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Stroitelstvo*. 2009. No 11–12. Pp. 65 – 70. (rus)
34. Liu Y., Mahadevan S. Stochastic fatigue damage modeling under variable amplitude loading. *International Journal of Fatigue*. 2007, Vol. 29. Pp 1149 – 1161.
35. Zhu S-P., et all. Probabilistic modeling of damage accumulation for time-dependent fatigue reliability analysis of railway axle steels. *Journal Rail and Rapid Transit*. 2015, Vol. 229 (1). Pp 23 – 33.
36. Manson, S.S., Halford, G.R. Practical implementation of the double linear damage rule and damage curve approach for treating cumulative fatigue damage. *Int. J. Fatigue*. 1981. Vol. 17. Pp. 169-192.
37. Goodin, E, Kallmeyer A, Kurath P. Evaluation of nonlinear cumulative damage models for assessing HCF/LCF interactions in multiaxial loadings. *Proceedings of the 9th national turbine engine high cycle fatigue (HCF) conference*. March 16–19, Pinehurst, NC; 2004.

Aleksandrova N.P., Chysow V.V. The usage of integral equations hereditary theories for calculating changes of measures of the theory of damage when exposed to repeated loads. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 69-82. doi: 10.5862/MCE.62.7.

40. Герцог В.Н., Долгих Г.В., Кузин В.Н. Расчет дорожных одежд по критериям ровности. Часть 1. Обоснование норм ровности асфальтобетонных покрытий // Инженерно-строительный журнал. 2015. № 5. С. 45 – 57.
41. Александров А.С., Калинин А.П. Совершенствование расчета дорожных конструкций по сопротивлению сдвигу. Часть 1. Учет деформаций в условии пластичности Кулона – Мора // Инженерно-строительный журнал. 2015. № 7. С. 4 – 17.
42. Im, S., You, T., Ban, H., Kim, Y.-R. Multiscale testing-analysis of asphaltic materials considering viscoelastic and viscoplastic deformation. *International Journal of Pavement Engineering*. 2015. 15 p. Article in Press.
43. Dai, Q., Sadd, M.H., You Z. A micromechanical finite element model for linear and damage-coupled viscoelastic behaviour of asphalt mixture. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 2006. Vol. 30. Pp. 1135 –1158.
44. Aragão, F.T.S., Kim, Y.-R., Lee, J., Allen, D.H. Micromechanical Model for Heterogeneous Asphalt Concrete Mixtures Sub-jected to Fracture Failure. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2011. 23 (1). Pp. 30-38.
45. Zelelew H.M. Simulation of the permanent deformation of asphalt concrete mixtures using discrete element method (dem). *PhD Thesis*. Washington state university, Department of Civil and Environmental Engineering. 2008. 271 p.
46. Kim, Yong-Rak. Cohesive Zone Model to Predict Fracture in Bituminous Materials and Asphaltic Pavements: State-of-the-Art Review. *International Journal of Pavement Engineering*. 2011. Vol. 12:4. Pp. 343 – 356.
47. Song, S.H., Paulino, G.H., Buttlar, W.G., Simulation of crack propagation in asphalt concrete using an intrinsic co-hesive zone model. *Journal of Engineering Mechanics*. 2006. Vol. 132 (11). Pp. 1215–1223.
48. Wagoner, M.P., Buttlar, W.G., Paulino, G. H. Development of a single-edge notched beam test for asphalt concrete mixtures. *Journal of Testing and Evaluation*. 2005. Vol. 33 (6). Pp. 452–460.
38. Kirillov A.M., Zavyalov M.A. Interpretatsiya svoystv asfaltobetona v dorozhnom pokrytii [Interpretation properties of asphalt in pavement]. *Stroitelnyye materialy*. 2015. No 4. Pp. 87 – 92. (rus)
39. Kirillov A.M. Prosadki asfaltobetonnykh pokrytii i sposoby ikh predotvrashcheniya [Drawdowns asphalt concrete pavement and how to prevent them]. *Dorogi Rossii*. 2014. No 6. Pp. 101 – 106. (rus)
40. Gertsog V.N., Dolgikh G.V., Kuzin V.N. Raschet dorozhnykh odezhd po kriteriyam rovnosti. Chast 1. Obosnovaniye norm rovnosti asfaltobetonnykh pokrytii [Calculation of pavements for flatness criteria. Part 1. Justification standards evenness of asphalt-concrete coatings]. *Magazine of Civil Engineering*. 2015. No 5. Pp. 45 – 57. (rus)
41. Aleksandrov A.S., Kalinin A.L. Sovershenstvovaniye rascheta dorozhnykh konstruksiy po soprotivleniyu sdvigu. Chast 1. Uchet deformatsiy v uslovii plastichnosti Kulona – Mora [Improving the calculation of road constructions on the shear strength. Part 1. Accounting of deformation in the condition of plasticity of Coulomb - Mohr]. *Magazine of Civil Engineering*. 2015. No 7. Pp. 4 – 17. (rus)
42. Im, S., You, T., Ban, H., Kim, Y.-R. Multiscale testing-analysis of asphaltic materials considering viscoelastic and viscoplastic deformation. *International Journal of Pavement Engineering*. 2015. 15 p. Article in Press.
43. Dai, Q., Sadd, M.H., You Z. A micromechanical finite element model for linear and damage-coupled viscoelastic behaviour of asphalt mixture. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 2006. Vol. 30. Pp. 1135 –1158.
44. Aragão, F.T.S., Kim, Y.-R., Lee, J., Allen, D.H. Micromechanical Model for Heterogeneous Asphalt Concrete Mixtures Sub-jected to Fracture Failure. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2011. 23 (1). Pp. 30-38.
45. Zelelew H.M. Simulation of the permanent deformation of asphalt concrete mixtures using discrete element method (dem). *PhD Thesis*. Washington state university, Department of Civil and Environmental Engineering. 2008. 271 p.
46. Kim, Yong-Rak. Cohesive Zone Model to Predict Fracture in Bituminous Materials and Asphaltic Pavements: State-of-the-Art Review. *International Journal of Pavement Engineering*. 2011. Vol. 12:4. Pp. 343 – 356.
47. Song, S.H., Paulino, G.H., Buttlar, W.G., Simulation of crack propagation in asphalt concrete using an intrinsic co-hesive zone model. *Journal of Engineering Mechanics*. 2006. Vol. 132 (11). Pp. 1215–1223.
48. Wagoner, M.P., Buttlar, W.G., Paulino, G. H. Development of a single-edge notched beam test for asphalt concrete mixtures. *Journal of Testing and Evaluation*. 2005. Vol. 33 (6). Pp. 452–460.

Наталья Павловна Александрова,
+7(913)6164212; эл. почта: nata26.74@mail.ru;
Василий Владимирович Чусов,
+7(3812)651563; эл. почта: chysow@gmail.com

Nataliy Aleksandrova,
+7(913)6164212; nata26.74@mail.ru;
Vasiliy Chysow,
+7(3812)651563; chysow@gmail.com

© Александрова Н.П., Чусов В.В., 2016

doi: 10.5862/MCE.62.8

Combined Method of 3d Analysis for Underground Structures in View of Surrounding Infinite Homogeneous and Inhomogeneous Medium

Пространственные расчеты подземных сооружений с учетом работы окружающего бесконечного массива в однородных и неоднородных областях комбинированным способом

N.V. Chernysheva,
Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg, Russia

G.S. Kolosova,
Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg, Russia

L.A. Rozin,
Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg, Russia

канд. техн. наук, доцент Н. В. Чернышева,
Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия

канд. техн. наук, доцент Г. С. Колосова,
Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия

д-р физ.-мат. наук, профессор Л. А. Розин,
Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия

Key words: finite element method, three-dimensional analysis, Somigliana's integral formula, external boundary problem, infinite region, underground cavities

Ключевые слова: метод конечных элементов, пространственная задача теории упругости, формула Соммильяны, внешняя задача, бесконечная область, подземные выработки

Abstract. The application of algorithms of the finite element method (FEM) or the boundary element method (BEM) reveals some peculiar properties for a numerical solution of the three-dimensional analysis in infinite domains. Various algorithms offer to avoid such problems at the expense of combining different methods and equations. The algorithm of the 3d analysis developed to solve an external boundary problem by applying the combined method based on incorporating the FEM and Somigliana's integral formula is considered. The algorithm is modified for the case of the interaction of a structure with an inhomogeneous medium. The efficiency of software implementation of both algorithms has been tested. A stress-strain analysis of an inhomogeneous medium with a cavity has been carried out to illustrate the given approach.

Аннотация. Численное решение пространственной задачи теории упругости в бесконечных областях может проводиться в рамках традиционных алгоритмов метода конечных элементов (МКЭ) или метода граничных элементов (МГЭ). Эффективность расчетов может быть повышена за счет использования различных формулировок законов теории упругости и применения упомянутых численных методов в сочетании. Например, возможно построение численного алгоритма решения пространственной задачи теории упругости в бесконечных областях на базе сочетания МКЭ и интегральной формулы Соммильяны. Рассматривается комбинированный алгоритм решения пространственных задач теории упругости в бесконечных областях на базе сочетания МКЭ и формулы Соммильяны. Приводится также модифицированный вариант алгоритма для областей, содержащих физические неоднородности. Обсуждается численная реализация рассмотренного алгоритма и его тестирование для внешних и внутренних пространственных областей.

Introduction

In many cases of practical importance, the analysis of structures considering their interaction with the infinite foundation or the surrounding elastic medium is based on a numerical solution of the three-dimensional external boundary problem [1-4]. The application of algorithms of the finite element method

Chernysheva N.V., Kolosova G.S., Rozin L.A. Combined Method of 3d Analysis for Underground Structures in View of Surrounding Infinite Homogeneous and Inhomogeneous Medium. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 83-91. doi: 10.5862/MCE.62.8

(FEM) or the boundary element method (BEM) reveals some peculiar properties for a numerical solution of the three-dimensional analysis in infinite domains. [5-7]. The FEM analysis is performed assuming a reduced domain of the finite size or by the application of special "infinite" elements [8, 9]. Using this approach inevitably arises problems such as the validation of the reduced domain size and the selection of boundary conditions on the external boundary in the first case or complications encountered in the solution of the system of equations in the second case. When the BEM approach application is considered, the analysis of the interaction of a structure and an inhomogeneous medium turns out to be inconvenient, as well as in the case of domains with several cavities. Meanwhile, in practice these problems arise quite rarely.

These specifics of the boundary problem in the case of the infinite domain cause some computational complications and increase the computing cost [10, 11]. All the known algorithms offer to avoid such problems at the expense of combining different methods and equations [12-16, 28, 29, 33, 34]. In the following, the combined method (CM) which represents the algorithm based on combining the FEM facilities, the Somigliana's integral formula is considered [17], and the efficiency of this method is also displayed.

Somigliana's integral formula

The Somigliana's integral formula allows determining the components of the displacement vector $u(\xi) = (u_1(\xi), u_2(\xi), u_3(\xi))^T$ at arbitrary point ξ in a space Ω bounded by a surface S ; in the absence of the volume forces:

$$u_j(\xi) = \int_S (t_i(\eta) G_{ij}(\eta, \xi) - F_{ij}(\eta, \xi) u_i(\eta)) dS(\eta), \quad (1)$$

where $\xi \in \Omega$, $\eta \in S$, $i, j = 1, 2, 3$ are the indexes of Cartesian coordinate axes X_i , $t_i(\eta)$ is the actual force vector and $u_i(\eta)$ is the actual displacement vector at the point η on the surface S ; $G_{ij}(\eta, \xi)$ and $F_{ij}(\eta, \xi)$ are the components of force and displacement vectors caused by the unit force acting in the direction X_j at the point ξ (the fundamental solution of Navier's equilibrium equations).

Algorithm of the combined method (CM)

In the following, the algorithm of the 3d analysis to solve an external boundary problem by applying the combined method (CM) is presented.

Let the displacement vector $u(\xi)$ be located in elastic space Ω bounded by a surface S , satisfying at $\xi \in \Omega$ the Navier's equilibrium equations and boundary conditions. The boundary conditions are

$$t_i(\xi) = \sigma_{ij}(\xi) n_j(\xi) = p_i(\xi), \quad \xi \in S_1; \quad u_i(\xi) = u_{iS}(\xi), \quad \xi \in S_2; \quad S_1 \cup S_2 = S, \quad (2)$$

where $n_i(\xi)$ are components of the unit outer normal on the surface S , $\sigma_{ij}(\xi)$ are the components of the stress tensor, $p_i(\xi)$ and $u_{iS}(\xi)$ are the components of force and displacement vectors.

A sub-space Ω_0 bounded by a surface S_0 is selected in the semi-infinite space Ω (see Fig. 1). The iteration procedure can be performed as follows. The first step in the process is to establish the boundary condition $u_i^{(0)}$ on the surface S_0 (assumed usually $u_i^{(0)} = 0$). Then the boundary problem in the sub-space Ω_0 can be solved by applying the FEM to complete the boundary condition (Eq. 2) on the surface S . This allows using the Somigliana's integral formula (Eq. 1) to determine the first approximation $u_i^{(1)}$.

Generally, having (k-1)-th approximation

$$u_i(\xi) = u_i^{(k-1)}, \quad \xi \in S_0, \quad (3)$$

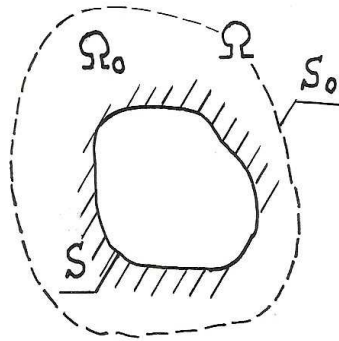


Figure 1. Selection of an analyzed domain in a space Ω

the k -th approximation $u_i^{(k)}(\xi)$, $\xi \in S_0$ can be found by applying the Somigliana's integral formula (Eq. 1), using $u_i^{(k)}(\xi)$, $\xi \in S_1$ and $t_i^{(k)}(\xi)$, $\xi \in S_2$ determined by applying the FEM analysis of the boundary problem in the sub-space Ω_0 with boundary conditions (Eq. 2,3). The process can be terminated when the difference between the successive approximations $u_i^{(k)}(\xi)$ and $u_i^{(k+1)}(\xi)$ ($\xi \in S$) achieves the required accuracy ε

$$\max_{\xi \in S} \left| \frac{u_i^{(k+1)}(\xi) - u_i^{(k)}(\xi)}{u_i^{(k)}(\xi)} \right| < \varepsilon, \quad i = 1, 2, 3. \quad (4)$$

The following approach is used to integrate the first term in Eq. 1 which contains $t_i(\eta)$, $\eta \in S$. The nodal forces P_i in the nodes ξ^l of a finite element ΔS in the right-hand side of the FEM equations can be treated as some integral characteristics of surface forces $t_i(\eta)$:

$$\sum_{l=1}^3 P_i(\xi^l) = \int_{\Delta S} t_i(\xi) dS. \quad (5)$$

An approximation is assumed:

$$\int_{\Delta S} t_i(\xi) G_{ij}(\xi, \eta) dS(\xi) \approx \sum_{l=1}^3 P_i(\xi^l) G_{ij}(\xi^l, \eta). \quad (6)$$

In a strict sense, this formula (Eq. 6) is not a quadrature formula but it provides reasonable accuracy as an alternative of numerical differentiation in the FEM solution.

The developed software based on the implementation of this algorithm has been tested in a series of the model problems. They include external boundary problems with self-balanced and non-self-balanced external loads applied to a sphere-shaped concavity, such as uniform pressure, two self-balanced point forces and one point force applied symmetrically or non-symmetrically. The given problems were also analyzed by applying the FEM in order to compare the results. The FE meshes were different due to the fineness and the number of finite element rows. In general, the accuracy of the CM results even with less number of elements in the FEM modeling was higher than for the FEM. Apart from that, the displacements obtained by the CM for the case of non-self-balanced external loads include the rigid-body components in comparison with those determined by applying the FEM. This feature of the CM may be considered as the opportunity to provide more accurate results in such cases.

In addition, testing of the developed approach was carried out in the case of the Boussinesq problem, i.e. when the point force is applied to a half-space. Since in this case the space Ω has the infinite boundary surface S , it means the integration over the infinite surface in Eq. 1. In the numerical analysis the infinite space was reduced to attain a finite computational space Ω_0 (semi-sphere) with a circular boundary S_* . The radius of the sphere for the CM analysis was taken five times smaller than in the FEM analysis. The accuracy of the CM and the FEM results could be compared due to the availability of the exact solution. The error in the evaluation of the vertical displacement occurred in 4-20% when the CM was applied and in 30-65% for the FEM results (especially at the points of the boundary surface), even when the additional error of the CM caused by the truncation of the range of the integration in Eq. 1 was found. The solution of the Boussinesq problem is frequently used to perform the stress-strain analysis of structures when the foundation displacements and soil subsidence are considered [18-21]. Therefore, the application of the CM might be reasonable to solve similar problems.

Double-boundary algorithm of the combined method (DCM) for an inhomogeneous medium

The algorithm of the combined method was modified for the case of an inhomogeneous medium on the assumption that the inhomogeneous medium may have a substantial influence on the strain-stress state of the structure within a limited surface L . The remaining space Ω_L can be considered as a homogeneous one. A surface S_0 is selected in the space Ω_L (see Fig. 2) and a closed sub-space Ω_0 bounded by surfaces S and S_0 is considered.

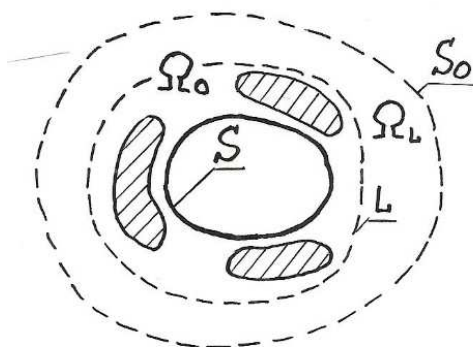


Figure 2. Scheme of the inhomogeneous space selection for analysis

The first step in the process is to establish the boundary condition $u_i^{(0)}$ on the surface S_0 (usually $u_i^{(0)} = 0$). Then the boundary problem in the sub-space Ω_0 can be solved by applying the FEM to define the boundary condition (Eq. 2) on the surface L . The domain of the integration in Eq. 1 is the boundary of a homogeneous region, consequently it will be the surface L instead of the surface S . Then the boundary problem in the sub-space Ω_0 is solved by applying the FEM to define the second approximation $u_i^{(2)}$ on the surface L and so far. It is a double-boundary algorithm of the combined method (DCM).

In Eq.1 the values of stress and strain in the modified algorithm are calculated by the FEM approximately, while in the original algorithm the part of them is defined by Eq.2. That is why, designing the FE mesh has to be more careful to decrease the error.

The developed software based on the implementation of the DCM algorithm has been tested in stress-strain analysis of a sphere-shaped cavity surrounded by a spherical layer with physical properties different from those in the surrounding space under the internal uniform pressure. The dimension of the analyzed domain for the CM analysis was 3 times less in comparison with that for the FEM analysis. The accuracy of the CM and the FEM results was comparable. Both methods resulted in partly underestimated stresses and strains compared to the results of an exact solution due to insufficient dimensions of the considered domain.

Strain analysis of a rock massif with a cavity on the boundary of rock layers

The underground non-reinforced caverns subjected to an internal pressure or any other loads are often used in construction and mining, for gas or oil storages or for waste dumping. The large-sized cavern is often located in an inhomogeneous medium because of the complicated structure of the rock formation. The analysis of the stability of such caverns should be made taking into account the specifics of the layered rock structure [22-24, 35, 36]. Also for the land surface subsidence prediction and risk analysis of buildings, it is necessary to estimate the deformation of the rock mass caused by the presence of underground caverns. Consequently, the ground subsidence and horizontal displacement under building foundation are the important topics for the analysis [25-27, 30-32, 37-40].

For example, an underground closed cylindrical cavern subjected to internal pressure on the boundary of two rock layers was selected; a complete cohesion of the layers on the boundary was assumed (Fig. 3).

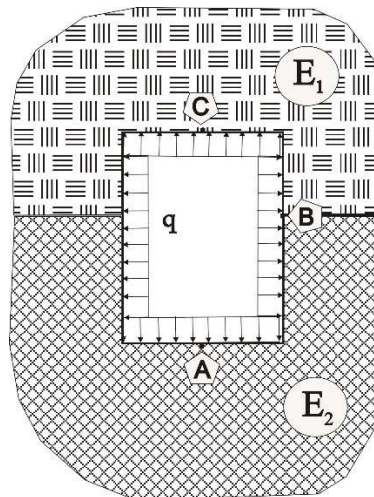


Figure 3. Underground cavern in an inhomogeneous rock massif

The layers' properties are characterized by the Young's modules, E_1 and E_2 , with E_2 varied from E_1 to $10 E_1$. The variety may be caused by the variability of rock crumbling even in a homogeneous massif. The influence of the relationship of Young's modules E_1/E_2 on the stress-strain state of the massif was evaluated. The calculations were carried out by applying the DCM as well as the FEM to verify results. The modeled area for the DCM was two times smaller than that for the FEM. The DCM FE model had two layers where the first one Ω_L consisted of two different materials and the second one $(\Omega_0 \setminus \Omega_L)$ had assumed average Young's modulus E_3 . The FEM model had four layers consisting of two different materials. The intrinsic stress state of the massif caused by the weight of an upper rock was accounted for by the method of deleting loads. For this purpose the FEM analysis of the massif without the cavern under the action of vertical and horizontal mass forces corresponding to the depth of location was performed. Thus, the loads on the surface S to be deleted were determined as nodal forces and then equivalent forces opposite in sign to above deleted forces were used to define the boundary conditions.

The safety factors $K_\sigma = \sigma_u^* / \sigma$ were calculated in the inner layers of finite elements around the cavern. There $\sigma_u^* = 0.75\sigma_u$ is the weakened rock compressive strength diminished with respect to the standard rock compressive strength σ_u . As might be expected, the tangential stress σ_θ was the highest on the side surface of the cavern ($K_{\sigma_\theta} = 1.09 \div 1.43$) as well as the vertical stress σ_z on the upper and the bottom surfaces ($K_{\sigma_z} = 1.15 \div 1.71$ for the upper surface and $K_{\sigma_z} = 1.05 \div 1.15$ for the bottom one). The values of the safety factor for the sound layer with modulus E_2 were smaller than those for the weak one. They decreased accordingly the ratio E_1/E_2 . Therefore, there are reasonable grounds to conclude that the volumes where $K_\sigma < 1.2$ should be reinforced.

Fig. 4, 5 illustrate displacements u_z at the points A , C and u_p at the point B compared with corresponding displacements in a homogeneous massif with Young's modulus E_1 for point A or with modulus E_2 for point C as functions of the ratio E_1/E_2 . Fig. 4 shows that displacement u_{zC} of the point C in the weak rock volume is almost unaffected by increasing modulus E_2 , while displacement u_{zA} of the point A in the sound rock volume decreases the irrespective of the changes of modulus E_2 . The radial displacement u_{pB} of the point B on the contact surface is smaller than that in a homogeneous massif with Young's modulus E_1 . The displacement u_{pB} is larger than that in a homogeneous massif with Young's modulus E_2 if $E_1/E_2 > 0.3$ because of the weak rock dominant influence. In case of $E_1/E_2 < 0.3$ displacement u_{pB} decreases because of the strong rock influence.

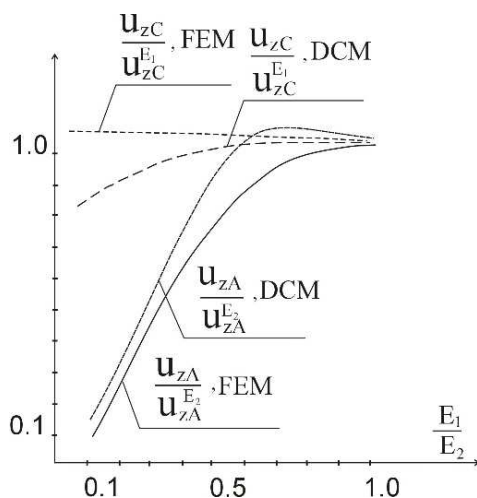


Figure 4. Vertical displacements of the upper and bottom surfaces of the cavern

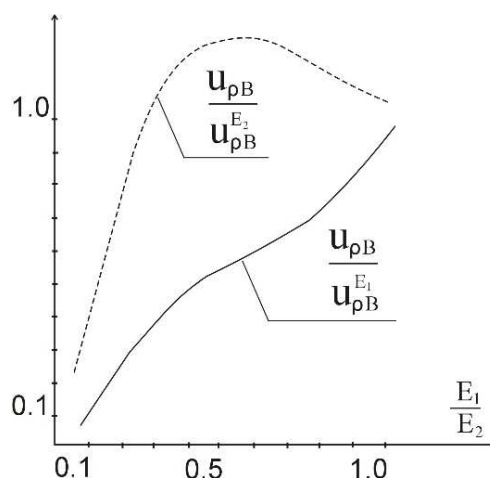


Figure 5. Radial displacement of the point on the cohesion surface

As is evident from the examples above (see Fig. 4, 5), all the results of the FEM and DCM analyses are mostly the same. So far, the stress-strain state of the massif can be estimated by applying the DCM. Besides, the considered domain and the number of finite elements necessary for the DCM analysis were far smaller than those for the FEM analysis.

Summary

The results of the performed analysis serve as evidence of the practicality of the method under the given study. The accuracy of the obtained results is mostly the same as the accuracy of the FEM' results even though a reduced computational space and number of finite elements are smaller when they are compared.

Литература

1. Shabana, A.A. *Computational continuum mechanics*. Cambridge: Cambridge University Press. 2008. 349 p.
2. Wohlmuth, B.I. *Discretization Methods and Iterative Solvers Based on Domain Decomposition*. Springer, 2001. 458 p.
3. Semenov A.S., Sähn S., Melnikov B.E. Computer simulation of kinked fatigue crack propagation at sharp notches. *2nd Int. Conf. Nondestructive Testing and Comp. Simulations in Material Science and Eng. St.Petersburg*. Proceeding of SPIE. Washington. 1999. Vol. 3687. Pp. 427-436.
4. Kanunnikova E.A. Analitiko-chislennyi metod resheniya trekhmernykh vneshnikh kraevykh zadach dlya ellipticheskikh uravneniy [Analytic-numerical method to solve 3d exterior boundary problems for elliptic equations] *Zhurnal Sankt-*

References

1. Shabana, A.A. *Computational continuum mechanics*. Cambridge: Cambridge University Press. 2008. 349 p.
2. Wohlmuth, B.I. *Discretization Methods and Iterative Solvers Based on Domain Decomposition*. Springer, 2001. 458 p.
3. Semenov A.S., Sähn S., Melnikov B.E. Computer simulation of kinked fatigue crack propagation at sharp notches. *2nd Int. Conf. Nondestructive Testing and Comp. Simulations in Material Science and Eng. St.Petersburg*. Proceeding of SPIE. Washington. Vol. 3687.1999. Pp. 427-436.
4. Kanunnikova, E.A. Analitiko-chislennyi metod resheniya trekhmernykh vneshnikh kraevykh zadach dlya ellipticheskikh uravneniy [Analytic-numerical method to solve 3d exterior boundary problems for elliptic equations] *Zhurnal Sankt-Peterburgskogo*

Чернышева Н.В., Колосова Г.С., Розин Л.А. Пространственные расчеты подземных сооружений с учетом работы окружающего бесконечного массива в однородных и неоднородных областях комбинированным способом // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С. 83-91.

Peterburgskogo gosudarstvennogo politekhnicheskogo universiteta. Fizika i mekhanika. 2014. 1(89). Pp. 35-37. (rus)

5. Metody granichnykh i konechnykh elementov v stroitel'noy mekhanike [Methods of Boundary and Finite Elements in Structural Mechanics] *Magazine of Civil Engineering*. 2011. 6 (24), 2 p.

6. BEM&FEM - Metody granichnykh i konechnykh elementov [BEM&FEM - Methods of Boundary and Finite Elements] *Magazine of Civil Engineering*. 2009. 6 (8), p.4.

7. Melnikov, B.E., Semenov, A.S. Fatigue damage accumulation under the complex varying loading. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. Vol. 831. Pp. 187-192.

8. Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L. The Finite Element Method, *Butterworth-Heinemann*. 2000. Vol. 2. 544 p.

9. Semenov A.S., Melnikov B.E., Gorokhov M.Yu. About the causes of cyclic instability at computations of large elasto-plastic strains. *8th International Workshop on Nondestructive Testing and Computer Simulations in Science and Engineering, St.Petersburg*. Proceeding of SPIE. Washington. 2005. Vol. 5831. Pp. 167-173.

10. Dill, E.H. The Finite Element Method for Mechanics of Solids with ANSYS Applications. *CRC Press*. 2012. 574 p.

11. Melnikov, B.E., Semenov, A.S. Creation and application of hierarchical sequence of material models for numerical analysis of elasto-plastic structures. *Z. angew. Math. Mech (ZAMM)*. 1996. Vol. 7. S. 2. Pp. 615-616.

12. Lalin, V.V., Rozin, L.A., Kushova, D.A. Variatsionnaya postanovka ploskoy zadachi geometricheski nelineynogo deformirovaniya i ustoychivosti uprugikh sterzhney [Variational functionals for two-dimensional equilibrium and stability problems of Cosserat-Timoshenko elastic rods] *Magazine of Civil Engineering*. 2013. 1 (36). Pp. 87-96.

13. Kolosova, G.S., Lalin, V.V., Kolosova, A.V. Vliyaniye stroitel'nykh shvov i treshchin na napryazhenno - deformirovannoye sostoyaniye arochno-gravitatsionnoy plotiny [The effect of construction joints and cracks on the stress-strain state of the arch-gravity dam] *Magazine of Civil Engineering*. 2013. 5 (40). Pp. 76-85.

14. Nekliudova, E.A., Semenov, A.S., Melnikov, B.E., Semenov, S.G. Eksperimentalnoe issledovanie i konechno-elementnyy analiz uprugikh i prochnostnykh svoystv steklovolokonnogo kompozitsionnogo materiala [Experimental research and finite element analysis of elastic and strength properties of fiberglass composite material]. *Magazine of Civil Engineering*. 2014. 3(47). Pp. 25-39.

15. Sulaimana, S., Borazjani, S., Tang, S.H. Finite element analysis of filament-wound composite pressure vessel under internal pressure *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2013. Vol. 50, No. 1, 012061.

16. Melnikov, B.E., Chernysheva, N.V., Podgornaya, N.V., Chigareva, I.N. Osobennosti primeneniya endokhronnoy teorii plastichnosti dlya izucheniya deformirovaniya geomaterialov i stroitel'nykh materialov [Peculiarities of the application of endochronic theory of plasticity to study the deformation of soils and building materials]. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2013. 2(7). Pp.71-77.

17. Chernysheva, N.V. Reshenie prostranstvennykh zadach teorii uprugosti v beskonechnykh oblastiakh kombinirovannym sposobom. vtoreferat dissertatsii na soiskanie uchenoy stepeni kandidata nauk [Analysis of 3D problems of theory of elasticity in infinite domains by the combined method. Author's abstract of Ph.D.thesis]. *Sankt-Peterburgskiy gosudarstvennyy politekhnicheskiiy universitet*. 1994. 18 p. (rus)

18. Eigenson, S.N., Korikhin, N.V., Golovin, A.I. Eksperimentalnoe issledovanie napryazhennogo sostoyaniya nekotorykh otvetstvennykh konstruktivnykh krupnykh gidroenergeticheskikh sooruzheniy [Experimental investigation considering the stressed state of some essential constructions

gosudarstvennogo politekhnicheskogo universiteta. Fizika i mekhanika. 2014. 1(89). Pp. 35-37. (rus)

5. Metody granichnykh i konechnykh elementov v stroitel'noy mekhanike [Methods of Boundary and Finite Elements in Structural Mechanics] *Magazine of Civil Engineering*. 2011. 6 (24), 2 p.

6. BEM&FEM - Metody granichnykh i konechnykh elementov [BEM&FEM - Methods of Boundary and Finite Elements] *Magazine of Civil Engineering*. 2009. 6 (8), p.4.

7. Melnikov, B.E., Semenov, A.S. Fatigue damage accumulation under the complex varying loading. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. Vol. 831. Pp. 187-192.

8. Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L. The Finite Element Method, *Butterworth-Heinemann*. 2000. Vol. 2. 544 p.

9. Semenov A.S., Melnikov B.E., Gorokhov M.Yu. About the causes of cyclic instability at computations of large elasto-plastic strains. *8th International Workshop on Nondestructive Testing and Computer Simulations in Science and Engineering, St.Petersburg*. Proceeding of SPIE. Washington. 2005. Vol. 5831. Pp. 167-173.

10. Dill, E.H. The Finite Element Method for Mechanics of Solids with ANSYS Applications. *CRC Press*. 2012. 574 p.

11. Melnikov, B.E., Semenov, A.S. Creation and application of hierarchical sequence of material models for numerical analysis of elasto-plastic structures. *Z. angew. Math. Mech (ZAMM)*. 1996. Vol. 7. S. 2. Pp. 615-616.

12. Lalin, V.V., Rozin, L.A., Kushova, D.A. Variatsionnaya postanovka ploskoy zadachi geometricheski nelineynogo deformirovaniya i ustoychivosti uprugikh sterzhney [Variational functionals for two-dimensional equilibrium and stability problems of Cosserat-Timoshenko elastic rods] *Magazine of Civil Engineering*. 2013. 1 (36). Pp. 87-96.

13. Kolosova, G.S., Lalin, V.V., Kolosova, A.V. Vliyaniye stroitel'nykh shvov i treshchin na napryazhenno - deformirovannoye sostoyaniye arochno-gravitatsionnoy plotiny [The effect of construction joints and cracks on the stress-strain state of the arch-gravity dam] *Magazine of Civil Engineering*. 2013. 5 (40). Pp. 76-85.

14. Nekliudova, E.A., Semenov, A.S., Melnikov, B.E., Semenov, S.G. Eksperimentalnoe issledovanie i konechno-elementnyy analiz uprugikh i prochnostnykh svoystv steklovolokonnogo kompozitsionnogo materiala [Experimental research and finite element analysis of elastic and strength properties of fiberglass composite material]. *Magazine of Civil Engineering*. 2014. 3(47). Pp. 25-39.

15. Sulaimana, S., Borazjani, S., Tang, S.H. Finite element analysis of filament-wound composite pressure vessel under internal pressure *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2013. Vol. 50, No. 1, 012061.

16. Melnikov, B.E., Chernysheva, N.V., Podgornaya, N.V., Chigareva, I.N. Osobennosti primeneniya endokhronnoy teorii plastichnosti dlya izucheniya deformirovaniya geomaterialov i stroitel'nykh materialov [Peculiarities of the application of endochronic theory of plasticity to study the deformation of soils and building materials]. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2013. 2(7). Pp.71-77.

17. Chernysheva, N.V. Reshenie prostranstvennykh zadach teorii uprugosti v beskonechnykh oblastiakh kombinirovannym sposobom. vtoreferat dissertatsii na soiskanie uchenoy stepeni kandidata nauk [Analysis of 3D problems of theory of elasticity in infinite domains by the combined method. Author's abstract of Ph.D.thesis]. *Sankt-Peterburgskiy gosudarstvennyy politekhnicheskiiy universitet*. 1994. 18 p. (rus)

18. Eigenson, S.N., Korikhin, N.V., Golovin, A.I. Eksperimentalnoe issledovanie napryazhennogo sostoyaniya nekotorykh otvetstvennykh konstruktivnykh krupnykh gidroenergeticheskikh sooruzheniy [Experimental investigation considering the stressed state of some essential constructions of large hydropower buildings] *Magazine of Civil Engineering*. 2014. 1 (45). Pp. 59-70.

19. Moisja, A.A., Vatin, N.I. Teploizolirovanny malozaglublennyy fundament na puchinytykh gruntakh [Insulated weakly deepened

Chernysheva N.V., Kolosova G.S., Rozin L.A. Combined Method of 3d Analysis for Underground Structures in View of Surrounding Infinite Homogeneous and Inhomogeneous Medium. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 83-91. doi: 10.5862/MCE.62.8

18. The large hydrodynamic buildings [Magazine of Civil Engineering. 2014. 1 (45). Pp. 59-70.
19. Mojsja, A.A., Vatin, N.I. Teploizolirovanny malozaglublennyy fundament na puchinistyykh gruntakh [Insulated weakly deepened foundation on heaving soils]. Magazine of Civil Engineering. 2009. 3 (5). Pp. 7-10.
20. Vatin, N.I., Badanin, A.N., Bulatov, G.Y., Kolosova, N.B. *Ustroystvo svaynykh fundamentov* [Pile foundations]: First Edition. 2012. 130 p. (rus)
21. Cheung, Y.K., Zienkiewicz, O.C. Plate and tank on elastic foundation: An application of finite element method. *International Journal of Solids and Structures*. 1965. 1 (4). Pp. 451-456.
22. Kurguzov, V.D., Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie massiva gornyykh porod, oslablennogo kvadratnoy vyrabotkoy [Stress-strain state of the rock mass, weakened by square-section cavern] *Vychislitelnyye tekhnologii*. 2003. 8 (5). Pp. 84-93. (rus)
23. Hong, X., Yong, K., Mou, Z. Prediction and discuss of strap mining subsidence by numerical simulation analysis and its engineering apply. *Advanced Materials Research*. 2011. Vol. 308-310. Pp. 1683-1687.
24. Desai, C. S., Christian, J. T. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. New York, McGraw-Hill Book, Company, 1973. 783 p.
25. Jing, W., Yang, C., Kong, J., Ji, W. Risk analysis of ground subsidence accidents caused by underground storage caverns in salt rock. *Rock and Soil Mechanics*. 2011. Vol. 32. No. S2. Pp. 544-550.
26. Vorobev, A.V., Kashevarova, G.G. Adaptivnye modeli kratkosrochnogo prognoza osedaniya zemnoy poverkhnosti i opredelenie naibolee neblagopriyatnogo polozheniya zdaniya v mulde sdvizheniya [Adaptive models of short-term surface subsidence prediction and detection of the most hazardous building position in displacement trough] *Magazine of Civil Engineering*. 2013. 9 (44). Pp. 10-22.
27. Issen, K.A., Rudnicki, J.W. Conditions for compaction bands in porous rock. *Journal of Geophysical Reserach B: Solid Earth*. 2000. Vol. 105. No. 9. Pp. 21529-21536.
28. Vatin, N., Havula, Ja., Martikainen. L., Sinelnikov, A., Orlova, A., Salamakhin, S. Thin-walled cross-sections and their joints: tests and FEM-modelling. *Advanced Materials Research*. 2014. No. 945-949. Pp. 1211-1215.
29. Gordeeva, A.O., Vatin, N.I., Raschetnaya konechno-elementnaya model kholodnognutogo perforirovannogo tonkostennogo sterzhnya v programmno-vychislitelnom komplekse SCAD Office [Finite element calculation model of thin-walled cold-performed profile on software package SCAD Office] *Magazine of Civil Engineering*. 2011. 3 (21). Pp. 36-46.
30. Vatin, N.I., Gorshkov, A.S., Nemova, D.V., Staritsyna, A.A., Tarasova. D.S. The energy-efficient heat insulation thickness for systems of hinged ventilated facades. *Advanced Materials Research*. 2014. No. 941-944. Pp. 905-920.
31. Vatin, N.I., Nemova, D.V., Murgul, V., Pukhkal, V., Golikm A., Chizhov, E. Reconstruction of administrative buildings of the 70's: the possibility of energy modernization. *Journal of Applied Engineering Science. Istrazivanja i Projektovanja za Privredu*. 2014. No. 1, pp. 37-44.
32. Radovic, G., Murgul, V., Vatin, N.I. Fast urban development of Cetinje – old royal capital of Montenegro. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. Vol. 584-586. Pp. 564-569.
33. Anis, A., Bjork, T., Heinilla, S. A finite element approach to predict the stress concentration factors in cold formed corners. *International Journal of Mechanical and Mechatronics Engineering*. 2012. 12 (4). Pp. 94-98.
34. Heinilä S., Björk T., Marquis G. The influence of residual stresses on the fatigue strength of cold-formed structural tubes foundation on heaving soils]. *Magazine of Civil Engineering*. 2009. 3 (5). Pp. 7-10.
20. Vatin, N.I., Badanin, A.N., Bulatov, G.Y., Kolosova, N.B. *Ustroystvo svaynykh fundamentov* [Pile foundations]: First Edition. 2012. 130 p. (rus)
21. Cheung, Y.K., Zienkiewicz, O.C. Plate and tank on elastic foundation: An application of finite element method. *International Journal of Solids and Structures*. 1965. 1 (4). Pp. 451-456.
22. Kurguzov, V.D., Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie massiva gornyykh porod, oslablennogo kvadratnoy vyrabotkoy [Stress-strain state of the rock mass, weakened by square-section cavern] *Vychislitelnyye tekhnologii*. 2003. 8 (5). Pp. 84-93. (rus)
23. Hong, X., Yong, K., Mou, Z. Prediction and discuss of strap mining subsidence by numerical simulation analysis and its engineering apply. *Advanced Materials Research*. 2011. Vol. 308-310. Pp. 1683-1687.
24. Desai, C. S., Christian, J. T. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. New York, McGraw-Hill Book, Company, 1973. 783 p.
25. Jing, W., Yang, C., Kong, J., Ji, W. Risk analysis of ground subsidence accidents caused by underground storage caverns in salt rock. *Rock and Soil Mechanics*. 2011. Vol. 32. No. S2. Pp. 544-550.
26. Vorobev, A.V., Kashevarova, G.G. Adaptivnye modeli kratkosrochnogo prognoza osedaniya zemnoy poverkhnosti i opredelenie naibolee neblagopriyatnogo polozheniya zdaniya v mulde sdvizheniya [Adaptive models of short-term surface subsidence prediction and detection of the most hazardous building position in displacement trough] *Magazine of Civil Engineering*. 2013. 9 (44). Pp. 10-22.
27. Issen, K.A., Rudnicki, J.W. Conditions for compaction bands in porous rock. *Journal of Geophysical Reserach B: Solid Earth*. 2000. Vol. 105. No. 9. Pp. 21529-21536.
28. Vatin, N., Havula, Ja., Martikainen. L., Sinelnikov, A., Orlova, A., Salamakhin, S. Thin-walled cross-sections and their joints: tests and FEM-modelling. *Advanced Materials Research*. 2014. No. 945-949. Pp. 1211-1215.
29. Gordeeva, A.O., Vatin, N.I., Raschetnaya konechno-elementnaya model kholodnognutogo perforirovannogo tonkostennogo sterzhnya v programmno-vychislitelnom komplekse SCAD Office [Finite element calculation model of thin-walled cold-performed profile on software package SCAD Office] *Magazine of Civil Engineering*. 2011. 3 (21). Pp. 36-46.
30. Vatin, N.I., Gorshkov, A.S., Nemova, D.V., Staritsyna, A.A., Tarasova. D.S. The energy-efficient heat insulation thickness for systems of hinged ventilated facades. *Advanced Materials Research*. 2014. No. 941-944. Pp. 905-920.
31. Vatin, N.I., Nemova, D.V., Murgul, V., Pukhkal, V., Golikm A., Chizhov, E. Reconstruction of administrative buildings of the 70's: the possibility of energy modernization. *Journal of Applied Engineering Science. Istrazivanja i Projektovanja za Privredu*. 2014. No. 1, pp. 37-44.
32. Radovic, G., Murgul, V., Vatin, N.I. Fast urban development of Cetinje – old royal capital of Montenegro. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. Vol. 584-586. Pp. 564-569.
33. Anis, A., Bjork, T., Heinilla, S. A finite element approach to predict the stress concentration factors in cold formed corners. *International Journal of Mechanical and Mechatronics Engineering*. 2012. 12 (4). Pp. 94-98.
34. Heinilä S., Björk T., Marquis G. The influence of residual stresses on the fatigue strength of cold-formed structural tubes
35. Radovanović Ž., Sindić Grebović R., Dimovska S., Serdar N., Vatin N.I., Murgul V.A. Testing of the mechanical properties of masonry walls – Determination of compressive strength. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725-726. Pp. 410-418.

ASTM Special Technical Publication, 1508 STP. 2009. Pp. 200-215.

35. Radovanović, Ž., Sindić Grebović, R., Dimovska, S., Serdar, N., Vatin, N., Murgul, V. Testing of the mechanical properties of masonry walls – Determination of compressive strength. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725-726. Pp. 410-418.

36. Čorić, S., Brčić, S., Vatin, N. Elasto-plastic stability analysis of the frame structures using the tangent modulus approach. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725-726. Pp. 869-874.

37. Kovačič, B., Kamnik, R., Vatin, N. Geodetic Measurement of vertical displacements (Illustrated with the Slovenian viaduct). *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725-726. Pp. 913-921.

38. Levandovskiy, A., Melnikov, B. Finite element modeling of porous material structure represented by a uniform cubic mesh. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725-726. Pp. 928-936.

39. Maniak, I., Melnikov, B., Semenov, A., Saikin, S. Experimental investigation and finite element simulation of fracture process of polymer composite material with short carbon fibers. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725-726. Pp. 943-948.

40. Radovic, G. Spatial and technological design principles of mountain resort hotels. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725-726. Pp. 1063-1071.

36. Čorić, S., Brčić, S., Vatin, N. Elasto-plastic stability analysis of the frame structures using the tangent modulus approach. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725-726. Pp. 869-874.

37. Kovačič, B., Kamnik, R., Vatin, N. Geodetic Measurement of vertical displacements (Illustrated with the Slovenian viaduct). *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725-726. Pp. 913-921.

38. Levandovskiy, A., Melnikov, B. Finite element modeling of porous material structure represented by a uniform cubic mesh. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725-726. Pp. 928-936.

39. Maniak, I., Melnikov, B., Semenov, A., Saikin, S. Experimental investigation and finite element simulation of fracture process of polymer composite material with short carbon fibers. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725-726. Pp. 943-948.

40. Radovic, G. Spatial and technological design principles of mountain resort hotels. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725-726. Pp. 1063-1071.

Natalia Chernysheva,
89817713236; chernat0000@mail.ru

Galina Kolosova,
+7(921)5661321; gala.kolosova2013@yandex.ru

Leonid Rozin,
5526087; smitu@cef.spbstu.ru

Наталья Вячеславовна Чернышева,
89817713236; эл. почта: chernat0000@mail.ru

Галина Сергеевна Колосова,
+7(921)5661321; эл. почта:
gala.kolosova2013@yandex.ru
Леонид Александрович Розин,
5526087; эл. почта: smitu@cef.spbstu.ru

© Chernysheva N.V., Kolosova G.S., Rozin L.A., 2016

doi: 10.5862/MCE.62.9

Numerical Investigations of Notched C-Profile Compressed Members with Initial Imperfections

Численные исследования сжатых элементов из холодногнутого просечного С-профиля с учетом начальных несовершенств

T. V. Nazmeeva,*Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg, Russia***N. I. Vatin,***Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg, Russia***Аспирант Т. В. Назмеева,***Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия;***д-р техн. наук, Директор Инженерно-строительного института Н. И. Ватин,**
*Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия.***Key words:** cold-formed notched profile, local buckling, thin-walled members, numerical simulation, bearing capacity, initial imperfections**Ключевые слова:** просечной профиль, местная потеря устойчивости, тонкостенный стержень, численные исследования, несущая способность, начальные несовершенства

Abstract. This article contains the results of numerical investigation of compressed columns made of cold-formed notched C-profile in order to find their ultimate bearing capacity. Numerical investigations of compressed member were held in two stages: investigations of stability in elastic stage in order to define the prevalent form of buckling and the corresponding value of buckling force; investigations of member postcritical behavior in non-linear position with due consideration of physical and geometrical nonlinearity as well as initial imperfections in order to discover the factors influencing bearing capacity. In order to reach the goals of our research a required number of models were made, namely: 28 models of Solid section C-profile (SCP) and 28 models of Notched C-profile (NCP), totally 56 models with the length from 1 000 mm up to 4 000 mm, cross section height h 150 and 200 mm, thickness t 1.5 and 2.0 mm. Numerical investigations were held with the help of software package PLM Femap 10.1 Nastran. Compressed members of solid section C-profile are the most sensitive to initial imperfections, members of notched C-profile have big postcritical reserve.

Аннотация. Холодногнутый просечной С-профиль применяется в наружных стенах при строительстве быстровозводимых энергоэффективных зданий на основе стального холодногнутого тонкостенного оцинкованного профиля. Авторами были проведены численные исследования сжатых стоек из холодногнутого просечного С-профиля с целью определения их предельной несущей способности. Численные исследования были выполнены в два этапа: исследования устойчивости сжатых стоек в упругой стадии с целью определения преобладающей формы потери устойчивости и соответствующей величины критической силы; исследования закритической работы стоек в нелинейной постановке с учетом физической и геометрической нелинейности и с учетом начальных несовершенств в целях выявить факторы, влияющие на несущую способность. В рамках исследования было создано 28 моделей из сплошного С-профиля и 28 моделей из просечного С-профиля, в итоге было создано 56 моделей длиной l от 1000 мм до 4000 мм с шагом 500 мм, высотой сечения h 150 и 200 мм, толщиной t 1,5 и 2,0 мм. Численные исследования были проведены в программном комплексе PLM Femap 10.1 Nastran. По результатам были получены определенные зависимости и определена степень чувствительности стоек к начальным несовершенствам. Стойки из сплошного С-профиля более чувствительны к начальным несовершенствам. Стойки из просечного С-профиля обладают определенным закритическим резервом.

Introduction

Members made of notched C-profile are used in load-bearing and self supporting external wall panels in buildings based on steel and reinforced framing [1]. That is so because length way notches arranged in chequerwise manner in the web of cold-formed C-profile, Figure 1, increase the way heat current should overcome, decrease thermal conductivity and enable elimination of cold bridges in external walls [2].

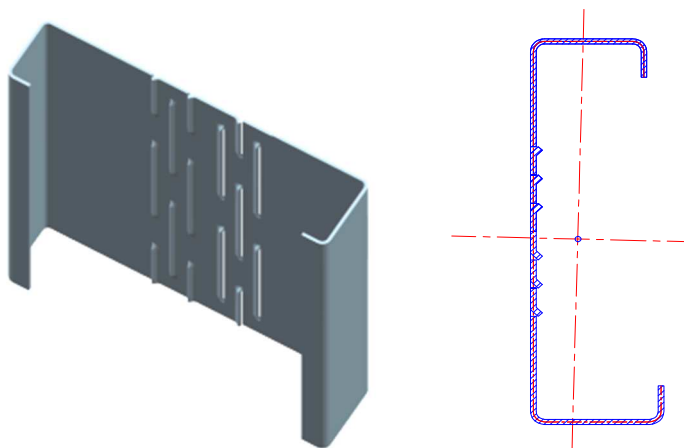


Figure 1. Steel cold-formed notched C-Profile

The thickness of cold-formed profiles doesn't exceed 3 mm, so the constructions made on their bases are called thin-walled which are calculated with the use of calculating theories of thin-walled bars.

Studies of thin-walled bars were carried out by Vlasov, Timoschenko, Winter, Karmann, Bleich and others. A major contribution to thin-walled bar studying was made by investigations of Russian scientists (our contemporaries) Tusnin, Ayrumyan, Belyi. Works by Astakhov, Katranov, Rybakov and others should be mentioned too [3-6]. Great number of experimental works is carried out at Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University namely: Vatin, Sinelnikov, Garifullin, Trubina and others [7-13]. Among researches works of Schafer, Brune, Ungermann, Basaglia and others are the most important [14-19].

In spite of the great number of experimental works, compressed notched C-profile were not studied.

European and North-American Codes [20-21] made on the bases of broad experimental data show different kinds of thin-walled element behavior. But they do not have enough information on structures of notched C-profile. There is no systematization of thin-walled elements calculation in Russian specification documents. Official recommendations on cold-formed notched C-profile structure calculations do not exist.

So, investigation of compressed cold-formed notched C-profile member stress-strain behavior is timely for secure use of the members in construction.

Methods and Results

The authors have carried out numerical investigation of compressed columns made of cold-formed notched C-profile in order to find their ultimate bearing capacity. C-profile is an open no equilateral fully asymmetric cross-section, Figure 1, which has low torsion resistance.

There are some problems in studying of thin-walled constructions because of the thinness of wall nature as thin-walled members are influenced by plenty of factors: warping effect, sensitivity to torsion, inapplicability of Saint-Venant principle, etc. Thin-walled members are also very sensitive to initial imperfections. It is impossible to consider all the factors in one math model, so a number of calculation models and theories are used. That is why analytical dependences received with the help of theoretical methods are approximate and time-consuming. Experimental research is expensive.

Numerical investigations held with the help of modern software packages enable to extend boundaries of scientific research, decrease their time limits and get relations with high degree of reliability as well as carry out nonlinear analysis [22].

Numerical investigations of compressed member were held in two stages:

- investigations of stability in elastic stage in order to define the prevalent form of buckling and the corresponding value of buckling force;

Nazmeeva T.V, Vatin N.I. Numerical Investigations of Notched C-Profile Compressed Members with Initial Imperfections. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 92-101. doi: 10.5862/MCE.62.9.

- investigations of member postcritical behavior in nonlinear position with consideration of physical and geometrical nonlinearity as well as initial imperfections in order to discover the factors influencing bearing capacity.

In order to reach the goals of our research a required number of models were made, namely: 28 models of Solid section C-profile (SCP), and 28 models of Notched C-profile (NCP), Figure 2, totally 56 models with the length from 1 000 mm up to 4 000 mm with the pitch of 500 mm, cross section height h 150 and 200 mm, thickness t 1.5 and 2.0 mm, table 1, called «the profile type-h-t-l», e.g: NCP-150-2.0-2500. The notches configuration and dimensions are shown in Figure 3, the cross sectional geometry is shown in Figure 4.

Models of solid C-shaped profile are the basis for comparison study of work of notched C-shaped profile models. That way we can understand how notches made in profile wall influence stableness and bearing capacity of the member in whole.

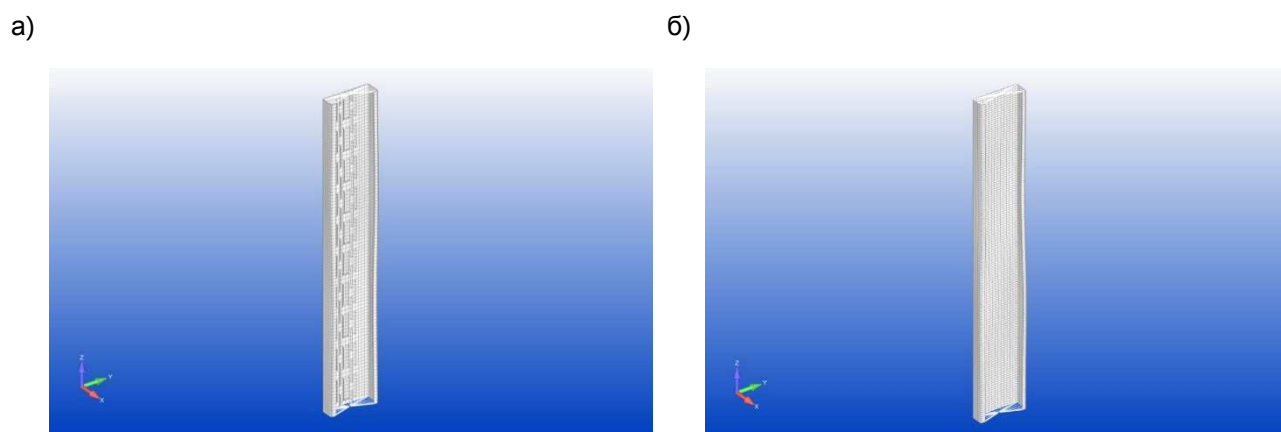


Figure 2. Numerical models: a) NCP-150-2.0-1000, b) SCP-150-2.0-1000

Table 1. Characteristics C-profile members

C-profile members		h , [mm]	t , [mm]	L , [mm]	σ_y , [MPa]
SCP-150-2,0	NCP-150-2,0	150	2,0	1000-4000	240
SCP-150-1,5	NCP-150-1,5	150	1,5	1000-4000	240
SCP-200-2,0	NCP-200-2,0	200	2,0	1000-4000	240
SCP-200-1,5	NCP-200-1,5	200	1,5	1000-4000	240

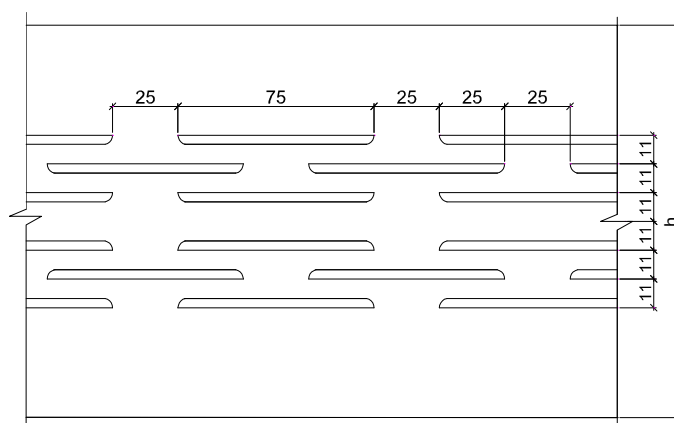


Figure 3. Notches configuration and dimensions

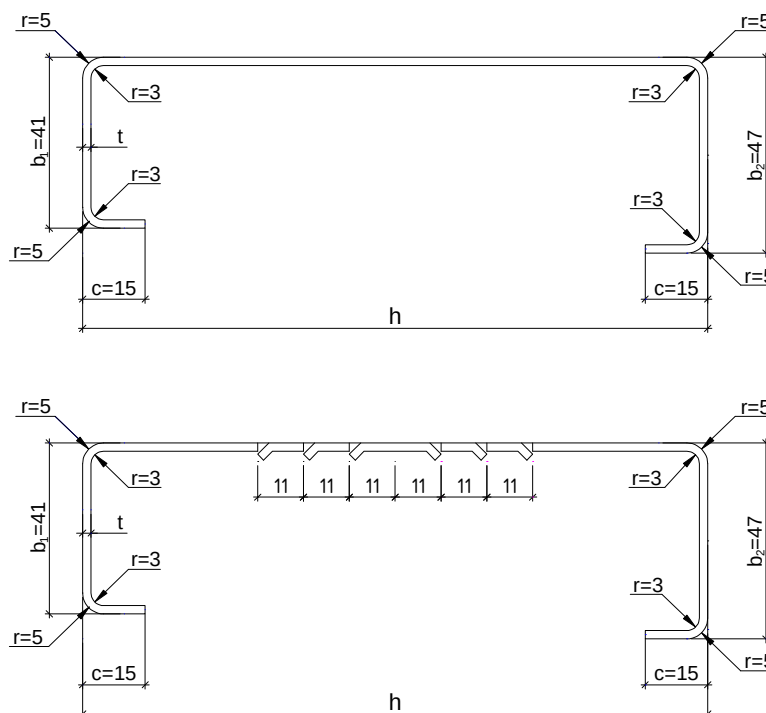


Figure 4. Cross-section of solid section C-profile (SCP) and notched section C-profile (NCP)

Numerical investigations were held with the help of software package PLM Femap 10.1 Nastran. To create calculation FE model triangle and quadrangle shell-type finite elements of Nastran software package called 'plate' which enable to carry out nonlinear analysis aimed to studying postcritical behavior of a member and finding out bearing capacity reserves.

A key requirement when creating models is to get efficient models most closely resembling real solid and notched C-profile members. For this, models made originally in graphical environment were imported to Nastran. Notches were also made in graphical environment. Blending of flange plates and profile webs were manually made in Nastran with the help of finite element mesh condensation in zones of profile bends and close to them parts.

Discrete FE model of the whole member was studied with step-type loading and Newton-Raphson iteration process. Material models – steel, modulus of elasticity $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа, Poisson ratio $\nu = 0,3$.

At the first stage of numerical investigations linear analyses of stability were made in Nastran 'buckling' mode. As a result, the first 5 forms of buckling were received and the first prevail form of buckling for every member was found as well as corresponding degree of buckling load. The results of the first stage are represented in graphs, Figure 5. In Figure 6 examples of numerical models got are represented in the first buckling mode.

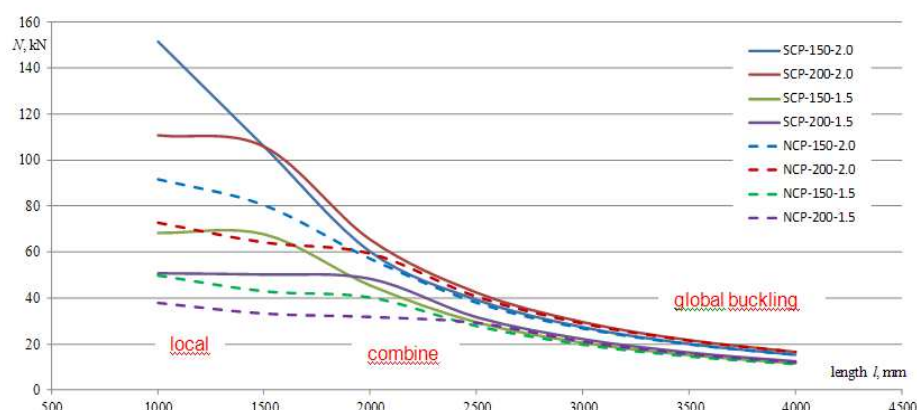


Figure 5. Elastic stage. Buckling load intensity, kN, depending on the member length

There are 3 forms of buckling (global buckling, local buckling, distortional buckling) and a number of combined buckling forms. According to this stage of investigation we can separate out 3 areas: 1 - 'short length' members up to 2 m, for which local buckling is prevalent; 2 - 'long' members with the length more than 2.5 m which are characterized by global buckling; 3 - 'medium length' members having length from 2 m to 2.5 m which have combined buckling.

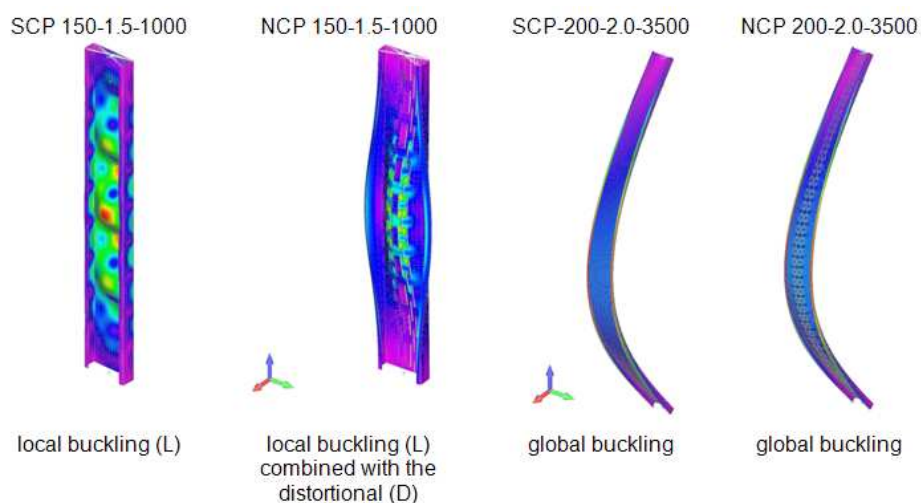


Figure 6. Numerical models are in the first buckling mode

According to Figure 5 we can also see the buckling load in elastic stage of notched C-profiles members is lower than that of usual ones, the relation is shown in the table 2 below.

Table 2. Comparison study of buckling load intensity, N, kN for C-profile members

Length [mm]	SCP-150-2,0	NCP-150-2,0	%	SCP-150-1,5	NCP-150-1,5	%	SCP-200-2,0	NCP-200-2,0	%	SCP-200-1,5	NCP-200-1,5	%
1000	151.43	91.74	39.4	68.33	49.72	27.2	110.6	72.65	34.3	50.56	38.03	24.8
1500	105.8	80.4	24.0	67.73	42.86	36.7	105.7	64.06	39.4	50.04	33.38	33.3
2000	60.1	57.0	5.16	45.4	40.17	11.5	65.32	59.21	9.35	48.18	31.91	33.8
2500	39.3	37.8	3.8	29.4	27.78	5.51	42.4	40.45	4.6	31.58	29.35	7.06
3000	27.4	26.6	2.9	20.5	19.72	3.8	29.6	28.73	2.94	22.12	21.20	4.16
3500	20.17	19.68	2.43	15.1	14.64	3.05	21.8	21.33	2.15	16.32	15.83	3.0
4000	15.46	15.13	2.13	11.58	11.27	2.67	16.7	16.42	1.67	12.52	12.23	2.3

According to the results of elastic analysis we can say notches in the profile web influence buckling resistance and buckling load intensity, especially, this has an impact on local buckling resistance of short compressed members.

In linear static analysis the structure is introduced in state of stable equilibrium [23]. Computation in Nastran 'buckling' mode means computation of buckling in Euler's sense. With some certainty it can be said the figures got in elastic analysis of buckling load intensity are approximate and serve only for differentiation of the range of members and preliminary analysis of prevailing form of buckling.

To receive more rigorous view of compressed member behavior at all stages including the stage of destruction numerical investigation of postcritical work of members in «Nonlinear Static» Nastran mode were carried out with the use of nonlinear structural mechanics on the basis of data received at the first stage. Behavior of thin-walled elements is influenced by a great number of factors which can hardly be taken into consideration with the help of elastic analysis methods [24, 25]. Terms 'buckling' and 'loss of bearing capacity' are interrelated but not identical. Buckling is often just a transition from one equilibrium condition to another. Critical load causes buckling of a compressed member but some profile elements can reach their yield points much earlier. The factor of bearing capacity exhaustion is existence of plastic yields in a compressed member cross-section, that is the profile or some its parts reach the yield point.

Thin-walled structures have some postcritical work reserve and after local buckling in the compressed cross-section area the structure continues to bear the load. But postcritical work reserve of thin-walled structures can be lost because of the profile initial imperfections received during its production. Initial imperfections are manufacturing errors, which values do not exceed maximum values according to the standards and depend on accuracy class and structure design size.

Cold-formed profile is made during stripe shaping process with the help of profile bending machines. When profiled, the cross-section shape demanded is received as a result of cold metal plastic bending and longitudinal strains which do not form during rolling appear [26]. So, some profile initial imperfections are the result of the cold-forming process. Side camber and profile tubing as well as edge waviness are often met.

Initial imperfections influence the structure buckling resistance changing not only buckling load value but the form of buckling [27]. However, influence of imperfections is different and depends on the form of buckling. It should be mentioned that imperfections can contribute to better.

Methodology of numerical investigation of compressed C-profile members in non-linear position was developed by the authors for the second stage. It takes into account physical and geometrical nonlinearity and initial imperfections. Quantity of initial imperfections is taking according to the accuracy class and basic size of the structure. Peak value of maximum initial crookedness of the structure is not more than the admissible deviation for the fabrication of structures. Otherwise, if the defects exceed the maximum figures given in the code of practice, the structure is considered a defective article and its usage in a building erection is forbidden.

The methodology is:

For nonlinear analysis strained scheme of the compressed model is taken, the strained scheme view is taken on the basis of the first stage of the numerical investigation and corresponds the first form of buckling of every member;

The deformed finite element model with geometric deflections is scaled according to the maximum amplitude of permissible variations;

Nonlinear analysis of the finite element model received is implemented, the curve stress-strain for the used material model - Prandtl diagram;

End value of critical buckling load of bearing capacity exhaustion is defined.

Overall results for critical buckling of every model depending on the load step are shown on Figure 7. Stages of the model behavior within nonlinear analysis are demonstrated on Figures 8-9.

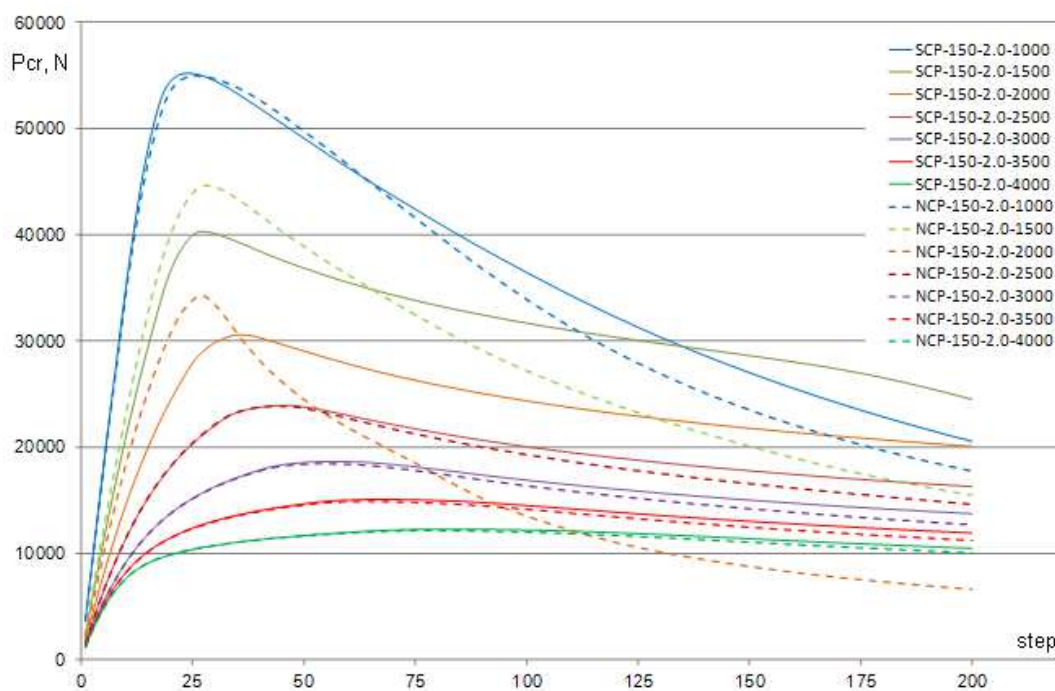


Figure 7. Non-linear stage. Buckling load dependence on load step

Nazmeeva T.V, Vatin N.I. Numerical Investigations of Notched C-Profile Compressed Members with Initial Imperfections. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 92-101. doi: 10.5862/MCE.62.9.

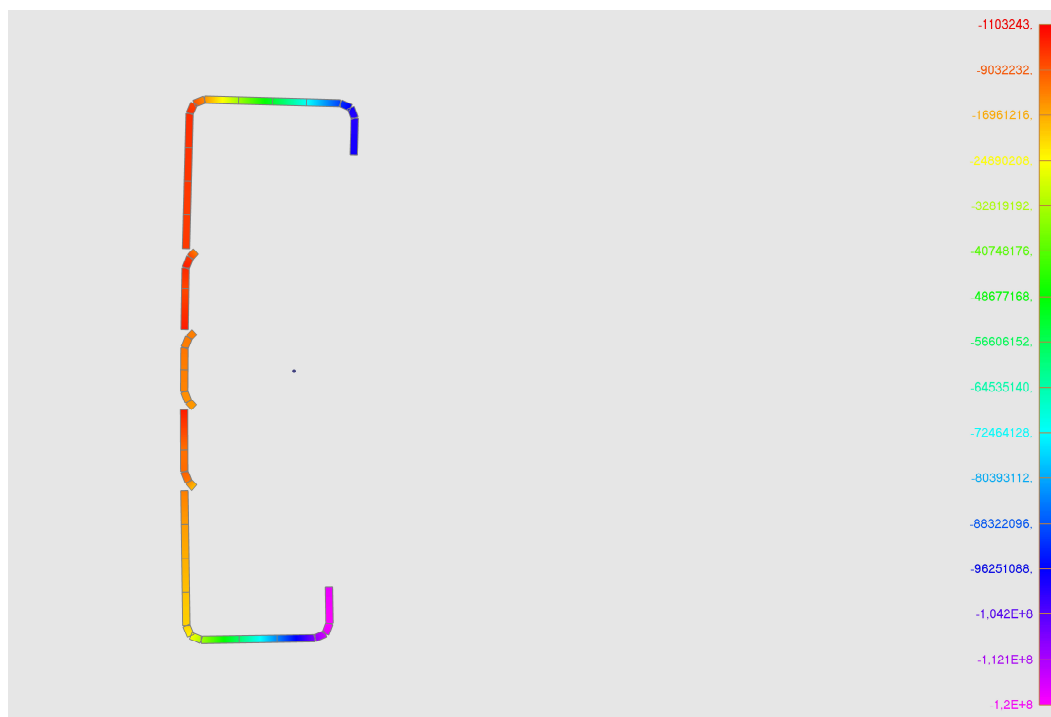


Figure 8. Elastic stage, $P_{cr} = 16,73$ kN, maximum stresses occur in the lips of flanges, 98,8-119 MPa

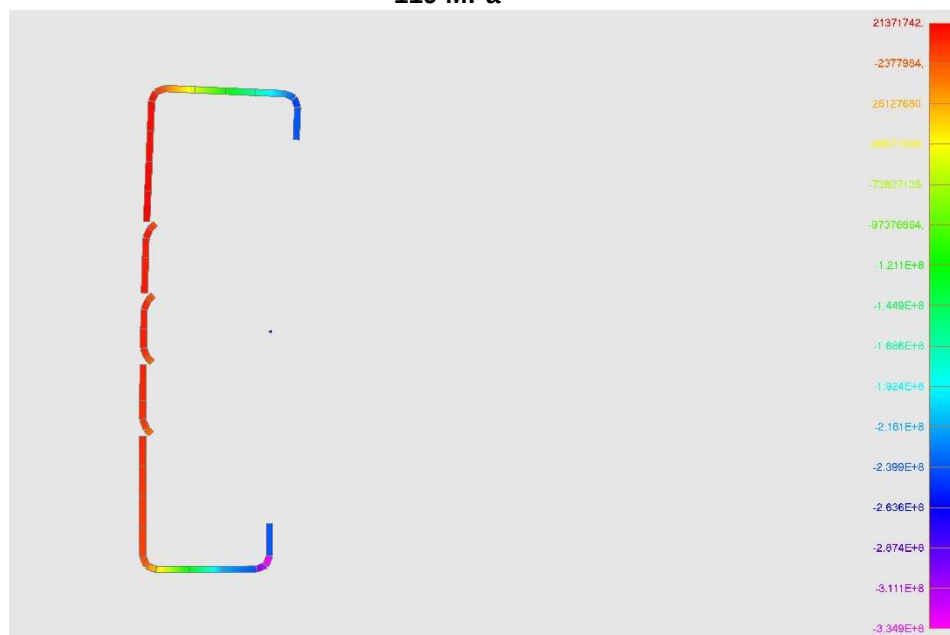


Figure 9. Nonlinear stage, parts of the profile reach the yield point

The critical force of buckling of nonlinear analysis is smaller than that got as the result of elastic analysis. The main factor influencing that is the initial imperfections. Notches do not greatly influence buckling resistance with the increase of a member length and even expand bearable critical buckling load for short members.

Numerical analysis showed the cold-formed notched C-profile members undergo complex stress-strain state which depends on many factors. To take into account all the facts is possible with the use of coefficients only. On the basis of the numerical investigations the authors of the work suggest coefficient of the conditions of work γ_p which is put into the formula when analytical determination of compressed cold-formed notched C-profile elements and takes into account special aspects of their work under stress.

Results of the second stage of thesis numerical investigations were compared with those of elastic analysis and results got with the use of other methods [20, 28-35].

System sensitivity to initial imperfections is estimated with the help of η coefficient depending on the form of buckling, Figure 10. Compressed members of solid section C-profile are the most sensitive to initial imperfections, members of notched C-profile have big postcritical reserve.

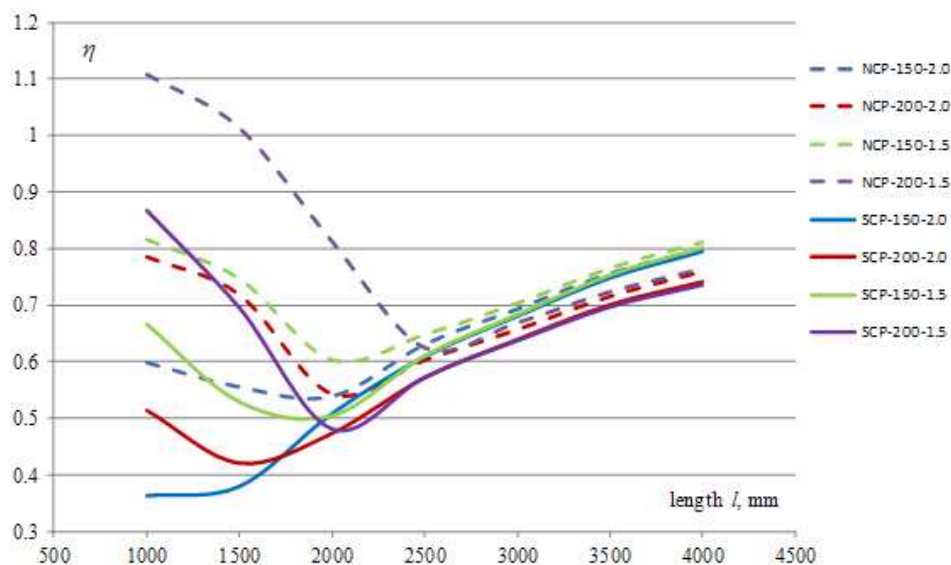


Figure 10. System sensitivity to initial imperfections $\eta = P_{cr}/P_0$ - ratio of critical load of imperfect member to buckling load of ideal member.

Conclusions

1. Numerical models with finite element grid were developed. They make it possible to perform calculations for defining bearing capacity and stress-strain state of compressed cold-formed notched C-profile elements using finite elements method. The advantage of numerical models is the possibility of their multiple uses as distinct from experimental models.

For the development of working numerical model of a thin-walled element full identification of the numerical model with the natural element is necessary. It is created with the help of software packages like AutoCAD.

2. It is confirmed that shell finite elements should be used for a thin-walled element simulation.

3. On the basis of numerical investigations aggregate picture of stress-strain state of compressed members made of cold-formed notched C-profile has been got.

4. Numerical experiment results showed the existence of different zones of strain distribution across the profile cross-section which is the evidence of the element eccentrical compression and proves the need to use effective cross-section characteristics when analytical calculation of compressed members is done.

5. Numerical investigations have proved a postcritical reserve for cold-formed notched C-profile elements.

References

1. Vatin N., Havula J., Martikainen L., Sinelnikov A., Shurovkina L. L. Reticular-Stretched Thermo-Profile: Buckling of the Perforated Web as a Single Plate. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725–726. Pp. 722–727.
2. Vatin N.I., Nazmeeva T., Guslinsky R. Problems of cold-bent notched c-shaped profile members. *Advanced Materials Research*. 2014. 941-944. Pp. 1871-1875.
3. Tusnin A., Selyantsev I. The Influence of Cross-Section Shape Changing on Work of Cold Formed Beam. *Advanced Materials Research*. 2014. 1025-1026. Pp. 361–365.

Литература

1. Vatin N., Havula J., Martikainen L., Sinelnikov A., Shurovkina L. L. Reticular-Stretched Thermo-Profile: Buckling of the Perforated Web as a Single Plate. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725–726. Pp. 722–727.
2. Vatin N.I., Nazmeeva T., Guslinsky R. Problems of cold-bent notched c-shaped profile members. *Advanced Materials Research*. 2014. 941-944. Pp. 1871-1875.
3. Tusnin A., Selyantsev I. The Influence of Cross-Section Shape Changing on Work of Cold Formed Beam. *Advanced Materials Research*. 2014. 1025-1026. Pp. 361–365.

Nazmeeva T.V, Vatin N.I. Numerical Investigations of Notched C-Profile Compressed Members with Initial Imperfections. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 92-101. doi: 10.5862/MCE.62.9.

4. Ayrumyan Eduard L., Belyi G. I. Investigation of operation of a steel truss made of cold-formed sections taking into account their local and general stability. *Industrial and Civil Engineering*. 2010. No. 5, p.60. (rus)
5. Rybakov V., Panteleev A., Sharbabchev G., Epshtein E. Snow-Retaining System as a Temporary Decision for Providing of the Suitable Temperature and Humidity Level of Pitched Roofs. *Applied Mechanics and Materials*. 584–586. Pp. 1876–1880.
6. Rybakov V., Sergey A. Mathematical Analogy Between Non-Uniform Torsion and Transverse Bending of Thin-Walled Open Section Beams. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725–726. Pp. 746–751.
7. Vatin N. I., Havula J., Martikainen L., Sinelnikov A.S., Orlova A.V., Salamakhin S.V. Thin-walled cross-sections and their joints: Tests and FEM-modelling. *Advanced Materials Research*. 2014. 945-949. Pp. 1211-1215.
8. Garifullin M., Nackenhorst U. Computational Analysis of Cold-formed Steel Columns with Initial Imperfections. 2015. *Procedia Engineering*. 117. Pp. 1078–1084.
9. Lalin V., Rybakov V., Sergey A. The Finite Elements for Design of Frame of Thin-Walled Beams. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. 578–579. Pp. 858–863.
10. Trubina D., Abdulaev D., Pichugin E., Garifullin M. The Loss of Local Stability of Thin-Walled Steel Profiles. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. 633–634. Pp. 1052–1057.
11. Trubina D., Abdulaev D., Pichugin E., Rybakov V. Geometric Nonlinearity of the Thin-Walled Profile under Transverse Bending. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. 633–634. Pp. 1133–1139.
12. Vatin N., Sinelnikov A., Garifullin M., Trubina D. Simulation of Cold-Formed Steel Beams in Global and Distortional Buckling. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. 633–634. Pp. 1037–1041.
13. Trubina D., Abdulaev D., Pichugin E., Rybakov V., Garifullin M., Sokolova O. Comprasion Of The Bearing Capacity Of LST-Profile Depending On The Thickness Of Its Elements. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725–726. Pp. 752–757.
14. Basaglia C., Camotim D., Silvestre N. Post-buckling analysis of thin-walled steel frames using generalized beam theory (GBT). *Thin-Walled Structures*. 2013. Vol. 62. Pp. 229-242.
15. Brune B., Ungermann D. Coupled instabilities of cold-formed steel members in minor axis bending. *CIMS2008 Fifth International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures*. Sydney, Australia. 2008.
16. James A. Wallace, Schuster R.M., La Boubé R.A. *Final report by Canadian Cold Formed Steel Research Group*. Department of Civil Engineering University of Waterloo. Ontario, Canada. 2001.
17. Chou S.M., Rhodes J. Review and compilation of experimental results on thin-walled structure. *Computers & Structures*. 1997. Vol. 65. No. 1. Pp. 47-67.
18. A. Agüero, L. Pallarés, F.J. Pallarés Equivalent geometric imperfection definition in steel structures sensitive to flexural and/or torsional buckling due to compression. *Engineering Structures*. 2015. Vol. 96, 1 August 2015. Pp. 160-177.
19. Al Ali M. Compressed Thin-Walled Cold-Formed Steel Members with Closed Cross-Sections. *Advanced Materials Research*. 2014. 969. Pp. 93–96.
20. European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-3: General rules. *Supplementary rules for cold-formed members and sheeting* (EN 1993-1-3:1997). Brussels, 2006.
21. *North American specification for the design of cold-formed steel structural members*. American Iron and Steel Institute (AISI). Washington, D.C., 2001.
4. Ayrumyan Eduard L., Belyi G. I. Investigation of operation of a steel truss made of cold-formed sections taking into account their local and general stability. *Industrial and Civil Engineering*. 2010. No. 5, p.60. (rus)
5. Rybakov V., Panteleev A., Sharbabchev G., Epshtein E. Snow-Retaining System as a Temporary Decision for Providing of the Suitable Temperature and Humidity Level of Pitched Roofs. *Applied Mechanics and Materials*. 584–586. Pp. 1876–1880.
6. Rybakov V., Sergey A. Mathematical Analogy Between Non-Uniform Torsion and Transverse Bending of Thin-Walled Open Section Beams. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725–726. Pp. 746–751.
7. Vatin N. I., Havula J., Martikainen L., Sinelnikov A.S., Orlova A.V., Salamakhin S.V. Thin-walled cross-sections and their joints: Tests and FEM-modelling. *Advanced Materials Research*. 2014. 945-949. Pp. 1211-1215.
8. Garifullin M., Nackenhorst U. Computational Analysis of Cold-formed Steel Columns with Initial Imperfections. 2015. *Procedia Engineering*. 117. Pp. 1078–1084.
9. Lalin V., Rybakov V., Sergey A. The Finite Elements for Design of Frame of Thin-Walled Beams. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. 578–579. Pp. 858–863.
10. Trubina D., Abdulaev D., Pichugin E., Garifullin M. The Loss of Local Stability of Thin-Walled Steel Profiles. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. 633–634. Pp. 1052–1057.
11. Trubina D., Abdulaev D., Pichugin E., Rybakov V. Geometric Nonlinearity of the Thin-Walled Profile under Transverse Bending. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. 633–634. Pp. 1133–1139.
12. Vatin N., Sinelnikov A., Garifullin M., Trubina D. Simulation of Cold-Formed Steel Beams in Global and Distortional Buckling. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. 633–634. Pp. 1037–1041.
13. Trubina D., Abdulaev D., Pichugin E., Rybakov V., Garifullin M., Sokolova O. Comprasion Of The Bearing Capacity Of LST-Profile Depending On The Thickness Of Its Elements. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725–726. Pp. 752–757.
14. Basaglia C., Camotim D., Silvestre N. Post-buckling analysis of thin-walled steel frames using generalized beam theory (GBT). *Thin-Walled Structures*. 2013. Vol. 62. Pp. 229-242.
15. Brune B., Ungermann D. Coupled instabilities of cold-formed steel members in minor axis bending. *CIMS2008 Fifth International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures*. Sydney, Australia. 2008.
16. James A. Wallace, Schuster R.M., La Boubé R.A. *Final report by Canadian Cold Formed Steel Research Group*. Department of Civil Engineering University of Waterloo. Ontario, Canada. 2001.
17. Chou S.M., Rhodes J. Review and compilation of experimental results on thin-walled structure. *Computers & Structures*. 1997. Vol. 65. No. 1. Pp. 47-67.
18. A. Agüero, L. Pallarés, F.J. Pallarés Equivalent geometric imperfection definition in steel structures sensitive to flexural and/or torsional buckling due to compression. *Engineering Structures*. 2015. Vol. 96, 1 August 2015. Pp. 160-177.
19. Al Ali M. Compressed Thin-Walled Cold-Formed Steel Members with Closed Cross-Sections. *Advanced Materials Research*. 2014. 969. Pp. 93–96.
20. European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-3: General rules. *Supplementary rules for cold-formed members and sheeting* (EN 1993-1-3:1997). Brussels, 2006.
21. *North American specification for the design of cold-formed steel structural members*. American Iron and Steel Institute (AISI). Washington, D.C., 2001.

22. Tusnina O. A Finite Element Analysis of Cold-Formed Z-Purlins Supported by Sandwich Panels. *Applied Mechanics and Materials*. 2014a. 467. Pp. 398–403.
23. Rychkov S.P. Modelirovanie konstruktivnykh v srede Femap with NX Nastran [Modeling of structures in the environment Femap with NX Nastran]. DMK Press. Moscow. 2013. 784 p. (rus)
24. Perelmuter, A.V. *Besedy o stroitel'noy mekhanike* [Conversations about structural mechanics]. SCAD Soft, Moscow, 2014. 250 p. (rus)
25. Perelmuter A.V., Slivker V.I. *Design models of structures and a possibility of their analysis*. Stal, Kyiv, 2002. 618 p. (rus)
26. Gherzi A., Landolfo R., Mazzolani F. M. *Design of Metallic Cold-formed Thin-walled Members*. London, 2002. 174 p.
27. Korchak M.D., Cheptsov A.F. *Sinergetika v teorii i na praktike* [Synergetics in theory and practice]. Izd-vo EPI MISiS, 2006. 433 p. (rus)
28. Li Z., Schafer B.W. Application of the finite strip method in cold-formed steel member design. *Journal of Constructional Steel Research*. 2010. Vol. 66. No. 8-9. Pp. 971-980.
29. Schafer B.W., Li Z., Moen C.D. Computational modeling of cold-formed steel. *Thin-Walled Structures*. Vol. 48. No. 10-11. Pp. 752-762.
30. Garifullin M., Trubina D., Vatin N. Local buckling of cold-formed steel members with edge stiffened holes. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725–726. Pp. 697–702.
31. Trubina D., Abdulaev D., Pichugin E., Rybakov V. Effect of Constructional Measures on the Total and Local Loss Stability of the Thin-Walled Profile under Transverse Bending. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. 633–634. Pp. 982–990.
32. Nemova D., Murgul V., Golik A., Chizhov E., Pukhkal V., Vatin N. Reconstruction of administrative buildings of the 70s: the possibility of energy modernization. *Journal of Applied Engineering Science*. 2014. Vol. 12 (1). Pp. 37-44.
33. Nazmeeva T.V., Osolodkin A.A. Experimental research of cold-formed steel members. *6th International Scientific Conference ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING – MODERNITY*. 30 May – 1 June 2013. Varna, Bulgaria. 2013. Pp. 13-19.
34. Meimand V.Z., Schafer B.W. Impact of load combinations on structural reliability determined from testing cold-formed steel components. *Structural Safety*. 2014. Vol. 48. Pp. 25-32.
35. Ayrumyan E.L. *Rekomendatsii po proyektirovaniyu, izgotovleniyu, montazhu i ekspluatatsii nesushchikh stropilnykh konstruktivnykh «Taldom Profil» iz tonkostennykh stalnykh otsinkovannykh profiley*. TsNIIPSK im. Melnikova. - M., 2004. – 64 s.
22. Tusnina O. A Finite Element Analysis of Cold-Formed Z-Purlins Supported by Sandwich Panels. *Applied Mechanics and Materials*. 2014a. 467. Pp. 398–403.
23. Rychkov S.P. Modelirovanie konstruktivnykh v srede Femap with NX Nastran [Modeling of structures in the environment Femap with NX Nastran]. DMK Press. Moscow. 2013. 784 p. (rus)
24. Perelmuter, A.V. *Besedy o stroitel'noy mekhanike* [Conversations about structural mechanics]. SCAD Soft, Moscow, 2014. 250 p. (rus)
25. Perelmuter A.V., Slivker V.I. *Design models of structures and a possibility of their analysis*. Stal, Kyiv, 2002. 618 p. (rus)
26. Gherzi A., Landolfo R., Mazzolani F. M. *Design of Metallic Cold-formed Thin-walled Members*. London, 2002. 174 p.
27. Korchak M.D., Cheptsov A.F. *Sinergetika v teorii i na praktike* [Synergetics in theory and practice]. Izd-vo EPI MISiS, 2006. 433 p. (rus)
28. Li Z., Schafer B.W. Application of the finite strip method in cold-formed steel member design. *Journal of Constructional Steel Research*. 2010. Vol. 66. No. 8-9. Pp. 971-980.
29. Schafer B.W., Li Z., Moen C.D. Computational modeling of cold-formed steel. *Thin-Walled Structures*. Vol. 48. No. 10-11. Pp. 752-762.
30. Garifullin M., Trubina D., Vatin N. Local buckling of cold-formed steel members with edge stiffened holes. *Applied Mechanics and Materials*. 2015. 725–726. Pp. 697–702.
31. Trubina D., Abdulaev D., Pichugin E., Rybakov V. Effect of Constructional Measures on the Total and Local Loss Stability of the Thin-Walled Profile under Transverse Bending. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. 633–634. Pp. 982–990.
32. Nemova D., Murgul V., Golik A., Chizhov E., Pukhkal V., Vatin N. Reconstruction of administrative buildings of the 70s: the possibility of energy modernization. *Journal of Applied Engineering Science*. 2014. Vol. 12 (1). Pp. 37-44.
33. Nazmeeva T.V., Osolodkin A.A. Experimental research of cold-formed steel members. *6th International Scientific Conference ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING – MODERNITY*. 30 May – 1 June 2013. Varna, Bulgaria. 2013. Pp. 13-19.
34. Meimand V.Z., Schafer B.W. Impact of load combinations on structural reliability determined from testing cold-formed steel components. *Structural Safety*. 2014. Vol. 48. Pp. 25-32.
35. Ayrumyan E.L. *Rekomendatsii po proyektirovaniyu, izgotovleniyu, montazhu i ekspluatatsii nesushchikh stropilnykh konstruktivnykh «Taldom Profil» iz tonkostennykh stalnykh otsinkovannykh profiley*. TsNIIPSK im. Melnikova. - M., 2004. – 64 s.

Tatiana Nazmeeva,
+7(921)5451545; naztv@mail.ru

Nikolai Vatin,
+79219643762; vatin@mail.ru

Татьяна Вильсовна Назмеева,
+7(921)5451545; эл. почта: naztv@mail.ru

Николай Иванович Ватин,
+79219643762; эл. почта: vatin@mail.ru

© Nazmeeva T. V., Vatin N. I., 2016

doi: 10.5862/MCE.62.10

Development of methodology for time management of construction projects

Развитие методики контроля сроков инвестиционно-строительного проекта

S. V. Bovteev,*Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg, Russia***S.V. Kanyukova,***Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg, Russia***Канд. техн. наук, доцент С. В. Бовтеев,***Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия***аспирант С. В. Канюкова,***Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, Санкт-Петербург, Россия*

Key words: Construction Project Management, Project Time Control, Project Schedule, Schedule Timeliness Index, Schedule Progress Index, Project Catastrophe

Ключевые слова: Управление инвестиционно-строительными проектами, Контроль сроков проекта, Расписание проекта, Индекс своевременности проекта, Индекс выполнения проекта, Катастрофа проекта

Abstract. This article dwells upon the issues of providing project timely completion as well as key project milestones. In many cases project deadline exceed leads to catastrophic outcomes for the aims and results of the project. Thus, the present article deals with the relevant issues of project schedule control, methodology study based on application of Schedule Timeliness Index and Schedule Progress Index, indicating upon reaching the critical value of extreme deviations from the forecast project duration of targeted project implementation at any moment of time. The suggestion herein is to calculate the minimum possible durations for each project activity and estimate the project duration safety margin coefficient. Based on the safety margin coefficient value it is suggested to define the border values for project shift from one status to another upon criteria of its timely completion possibility. The suggested methodology can be recommended for use by construction project managers in order to prevent a potential failure of project completion deadlines. The system indicating critical project time variance enables to initiate the process of project schedule adjustment before point of no return and herewith prevent project failure. The studied methodology was implemented in modern project management software sphere.

Аннотация. В статье рассмотрены вопросы обеспечения своевременности завершения проекта, а также ключевых вех проекта. Во многих случаях превышение срока реализации проекта приводит к катастрофическим результатам целей проекта. Настоящая статья посвящена актуальным вопросам управления расписанием проекта, методике исследования, основанной на применении индекса своевременности проекта и индекса выполнения проекта, указывающих достижение критического значения предельных отклонений от прогнозного срока общей продолжительности проекта в любой момент времени осуществления проекта. В настоящей статье предложено рассчитывать минимально возможную продолжительность для каждой работы проекта и оценивать предельный коэффициент запаса продолжительности проекта. На основе предельного значения коэффициента запаса предложено определить границы значений для проекта при переходе от одного статуса к другому по критериям возможности его своевременного завершения. Предложенная методика может быть рекомендована для использования руководителями строительными проектами для предотвращения возможного срыва срока завершения проекта. Система может определить наступление критических значений и позволяет инициировать процесс регулирования оставшегося графика выполнения проекта до наступления точки невозврата и тем самым предотвратить срыв всего проекта. Исследуемая методика была также реализована в современном программном обеспечении управления проектами.

Introduction

There is a modern tendency in construction projects to pay special attention to completion of works and commissioning of the projects on time. There can be distinguished a number of projects where it is crucial to prevent a failure to meet construction deadlines, e.g. it was necessary to complete all the works and commission the Olympic Projects in Sochi before the start of the Olympic Games, football stadiums are to be completed by the Football World Cup 2018 and the like. Commissioning of such projects later than on the fixed date (deadline) results not only in drastic decrease in project effectiveness but can lead to the total program failure it was a part of. Thus, when working with the crucial projects where deadlines failure is not acceptable it is necessary to pay special attention not only to comprising and optimization of the Construction Project Schedule but also creation of effective system of monitoring, control and management of the project.

The subject of research herein is to study the methods of calendar planning and control over timing of works within the construction project.

The aim of the study is to create and develop a system of activities timing control and monitoring within construction project that can prevent catastrophe due to failure of timely project completion. This article addresses the situations when the project timely completion is the top priority for the project manager and timely completion is the key criteria of the construction project success. Therefore, there is a possibility to increase the project budget within certain limits if it provides correction of negative deviations from the activities deadlines.

Literature review

In accordance with the generally accepted project management principle, effective schedule management is considered to be the key to successful project completion. Therefore, all main methods of project management emphasize the importance of tasks calendar planning and control over the schedule [1-8].

Project Tracking – regularly performed process of collecting actual data on activities performance, comparing them with the planned parameters and comprising reports on activities performance status. Project Control is understood as a regular collection of actual indicators of project works, comparing them with the planned ones, analysis of the results and taking manager's decisions in order to eliminate negative factors and provide achievement of the target results of the project [9-13].

In Project Management Body of Knowledge (PMBOK® Guide) PMI [14], which is the guideline for most project managers in the World; its principles lie in the basis of such modern software for project management as Microsoft Project, Oracle Primavera, Spider Project, Asta PowerProject. Project planning methods are presented in quite details [9, 15], but there is no sufficiently complete information on principles how to achieve the planned targets, first of all based on dates of separate activities and the overall project. The latest revision 5 of PMBOK includes the process of activities dates control – procedure 6.7 «Control Schedule», which prescribes to use Critical Path Method, Critical Chain Method, Earned Value Management and/or Trend Analysis for work performance status reports [14].

Moreover, for schedule control PMBOK prescribes to use Project Management Software, Resource Optimization Technique, Modeling Technique, Leads and Lags, Schedule Compression and Scheduling Tool [14].

Let us consider the main methods among those listed above.

In the 1950s two similar methods for work management within project implementation were developed.

Critical Path Method (CPM) was suggested by companies «DuPont» and «Remington Rend» for the management of big projects on DuPont Plants modernization [16-18].

The basis of the method is to define the longest duration of the networks of tasks from the start until the end of the project with regard to their links. The tasks that lie on the critical path (critical tasks) have zero time reserve and when their duration is changed all project dates are changed too. But this method requires further studies for project schedule control.

Program Evaluation and Review Technique (PERT) was created by Lockheed corporation, consulting company «Booz, Allen and Hamilton Inc» for the USA Navy during development of Polaris-Submarine weapon system. PERT was developed mainly for the reason of simplifying planning and comprising schedules of big and complex projects. PERT is applied to very massive, simultaneous, complex, and unusual projects. The method implies an uncertainty and possibility to develop the project working schedule without precise knowledge of all details and necessary duration of all its composites [16-17, 19-20].

Critical Chain Project Management (CCPM) was first described in 1997 in Eliyahu M. Goldratt book «Critical Chain» [21], the method was supported by experts as it was very close to classical PERT's method. The method uses the buffers to eliminate project risks and provide balance of the Project schedule, visualizing fever chart, project estimate from its end date not from the start date as it is done in PERT method, which gives an advantage for project control [21-23].

Earned Value Management (EVM) is based on definition of proportion of the actual costs to the planned value of activities which shall be completed by the target date. This method is used world-wide but not very popular in the Russian practice. There are some researches known on applying the earned value technique for control and project dates forecast. However, the earned value management technique uses project cost indicators as basis, while it is rational to use time indicators. The distinctive feature between the cost and time indicators is that the later cannot be summed up, i.e. a project's total duration is not equal to the sum of its activities durations and defined by the duration of the critical path [24-26].

Herein it is demonstrated that in the projects, where cost of critical works makes little value of the Project cost (e.g. critical path includes works on design approval or construction permit), forecast of the overall duration of the project can lead to the wrong result. In such project, where Planned Value of the critical works is comparable with the Planned Value of non-critical path works, Earned Value Management technique can lead to correct results [27].

Project Milestones Method significantly improves project schedule management as it focuses on tracking the most important events (control points) of a project connected as a rule to the achievement of intermediate project results. When the control points are reached, the planned and actual indicators are usually compared as for the moment of the control point. The control point description includes information on when the planned tasks can be completed and what will be the result of their performance [12, 16, 18].

Setting goals

The main aim of project time management is to assure project completion on time. Tracking and analysis of project dates, providing data for follow-up control imply comparing basic (approved) parameters of works with actual (for performed tasks) and forecasted (for planned events) parameters. During project implementation process there always appear deviations from the basic schedule parameters, which can cause positive, negative or neutral effect on overall project duration, according to the majority of project management techniques integrated into the project management software.

Oracle Primavera, Microsoft Project, Spider Project and others, the project manager is suggested to organize regular (usually weekly) collection of actual data and preparing a report demonstrating disruption of baseline finish dates, including emphasizing critical works disruption. Such methods provide data for analysis of the status and make management decisions only at tactical level meanwhile achievement of timely construction project completion in whole is a strategic task. Hence, solving this main strategic task the main parameter of control is the deviation of the expected date of project completion T_{for} for the planned (i.e. prescriptive or approved) completion date T_{tar} :

$$TV = T_{tar} - T_{for} \quad (1)$$

where TV – Time Variance, i.e. variance of the completion date of the project;

T_{tar} – target completion date of the project (determined upon schedule approval and stays fixed constant within the overall project duration);

T_{for} – forecast completion date of the project (determined by recalculation of updated schedule upon actual report issue date).

$TV=f(t)$, where t – time of project implementation.

The strategic target to provide timely project completion is achieved in case when:

$$TV(t = T_{tar}) \leq 0 \quad (2)$$

Therefore, it is necessary to suggest the technique of project time control which preserves this identity (2).

To proof the necessity of developing this technique consider the following example.

Consider construction project, which consists of 6 activities: A, B, C, D, E, F. Activities A-B, A-C, B-D, C-E, D-F, E-F are connected with the links type "Finish-Start". Durations, set as the given data and dates of Activities' completion calculated with the method of the Critical Path are presented in the Figure 1.

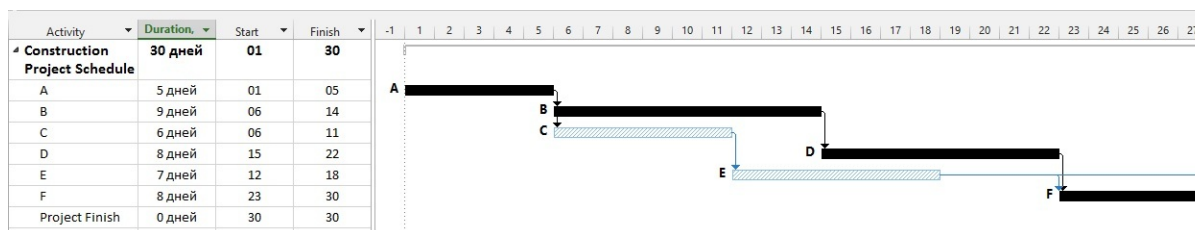


Figure 1. Project schedule with baseline duration of project activities

Critical activities A, B, D and F are indicated on the diagram by darkening. They shape the critical path of 30 days, which determines the total duration of the project taken as a target duration T_{tar} .

Duration of individual activities of the project can be defined in accordance with the existing method by selecting efficient number and quality of teams, choice of the most suitable vehicles and equipment, the most effective work methods and etc. As a rule, decisions on duration of construction and installation works are specified in Method Statements (Russian abbreviation - PPR). The most efficient durations are characterized by the minimum cost.

At the same time individual activities of the project can be accelerated. Even before the start of the project it is possible to find margins for shortening duration of works (e.g. with the more powerful equipment, usage of materials with different characteristics etc.) and determine the value of minimum achievable durations for each activity. In addition, it is necessary to find a possibility to optimize the links in order to find the earliest possible start for subsequent activities.

Reduction of works duration nearly always leads to cost increase. However, the article considers the issues of project timely completion, so let us assume that the project management is ready to increase the project budget in order to prevent the failure to meet the Project deadlines.

Note the minimum possible activities' durations t_{min} compared to the baseline durations t_{bsl} for the example under consideration in Table 1.

Table 1. Baseline and minimum possible duration of project activities

Activities	Baseline Duration, t_{bsl} , days	Minimum possible duration, t_{min} , days
A	5	3
B	9	8
C	6	5
D	8	4
E	7	6
F	8	8

There is also a condition that in the example considered herein there is a possibility to accelerate the project combining activities. E.g. it is possible to start activity B two days before completing activity A, and there is also a possibility to start activity D a day before activity B finishes.

Thus, in case of the maximum project acceleration, the duration of the critical path will be $3 - 2 + 8 - 1 + 4 + 8 = 20$ days.

As a result, at the moment when the baseline plan is prepared it is necessary to approve not only the baseline dates of activities of the project but also their minimum possible durations which gives big advantages in Project Risk Management, viz. transition to "accelerate mode" of project implementation in case critical deviations from the baseline approved appear.

After Project Baseline dates are approved and start of the project the tracking procedure is initiated. Picture the 10th day of the Project implementation. During the actual data collection procedure, it has been found that the actual duration of activity A is 10 days versus 5 days of Baseline duration. An increase in the duration of activity A has resulted in failure to start other subsequent activities on time, specifically, activities B and D can start on 11th day instead of 6th.

Having analyzed the data we can get a quality evaluation of construction project schedule performance status, namely "The Project is being delayed" and the quantity value only for A activity "the value of delay is 5 days". Quantity value of strategic aim possibility to achieve – timely project completion can be calculated with the formula (1). In our case the variance from the project completion date as of the report date equal to 10th day $TV(t=10) = -5$ days. Coincidence of the A activity date deviation value with Бовтеев С.В., Каниюкова С.В. Развитие методики контроля сроков инвестиционно-строительного проекта // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С. 102-112.

the Project deviation value happened due to the fact that A activity is critical and, thus, its duration increase resulted in overall project duration increase.

However, the existing methods cannot evaluate possibility (or impossibility) of meeting the project deadline. If the project is delayed at the moment that the project manager shall realize that there is a possibility to eliminate delay within remaining time and when approved, what exactly shall be undertaken if there are several options, it is necessary to understand the most efficient, according to the integral criteria of cost and credibility.

Herein, for our example, if the remaining part of the project is performed within the base parameters there is required $9 + 8 + 8 = 25$ days more to complete the project, hence, the project will be completed on the 35th day, or 5 days later than the target date. However, provided the project is accelerated by shortening the duration of all activities to the minimum durations possible (according to Table 1), then the remaining part of the project will be performed within $8 + 4 - 1 + 8 = 19$ days. In this case, the project will be completed within 29 days, which is even earlier than the target date.

Let us suppose that activities B and D started on day 11. For works in progress it is necessary to forecast their expected finish date. Suppose work B finishes on day 19. In this case, the expected total duration of the project will be no less than 30 days and provided maximum acceleration undertaken; the project can be completed on time.

Let the following tracking has revealed upon actual data collection on day 12 that B activity finish date will be on day 20. In this case even maximum acceleration will not provide project completion earlier than on day 31.

The aforementioned example shows the well-known fact that shall activities durations increase gradually (or start dates delayed) the estimated overall duration of the project will increase. Once it turns out the negative value of TV cannot be compensated with the remaining activities acceleration. This moment occurrence is called the Point of No Return and it guaranteed leads to Project Failure.

Specifically for our example, the Point of No Return occurs, as seen from our scales, on day 11.

Since the main goal of project time management, as stated above, is to provide timely execution of the project, it is possible to paraphrase the given statement: the main goal of project time management is to prevent the project to cross over the Point of No Return. Thus, when the project condition is close to the Point of no Return, the project schedule adjustment system shall be initiated. It is worth to mention that the variance between the approved and minimum possible durations of the project plays the role of a safety margin of time which is not recommended to be used at once, it shall be stretched for the overall duration of the project implementation. Thus, the project manager will get an effective tool of time management which can prevent the project catastrophe.

Methods and results

It is well seen from the example considered above that for the project control purposes it is important for the project to have the "margin of safety". Likewise, during structural calculations it is necessary to indicate the safety factor as a proportion of the maximum load which the structural element can bear. For the project management purposes let us introduce a coefficient of safety margin on duration K_s equal to proportion of estimated duration of the critical path to the minimum possible duration of the critical path.

$$K_s = \frac{T_{bsln}}{T_{min}} \quad (3)$$

where T_{bsln} – baseline (estimated) duration of the critical path;

T_{min} – minimum possible duration of the critical path;

The more the safety margin coefficient value - the lower the project deadline failure risk.

In our case, the safety margin coefficient is approximately $30/20 = 1,5$.

Thus, it is necessary to suggest the methodology which assures to prevent possible approach of the critical values, and the safety margin shall be equally allocated along the project duration.

Consider two Boolean (logic) functions from time of the project which can take the value one (true) or zero (false).

First function – the function of timeliness of project completion $F_{timely}(t)$. If at the moment t $TV \geq 0$, then $F_{timely}(t)=1$, if $TV < 0$, then $F_{timely}(t) = 0$ (Figure 2)

Second function – the function of possibility to provide timely completion of the project $F_{psble\ timely}(t)$. If at the moment t there is a possibility to provide timely completion of the project (even if the project is

behind the schedule), then $F_{\text{timely}}(t)=1$, if there is no such possibility, then $F_{\text{timely}}(t)=0$. The key element of this function is the condition that if it equals zero, it cannot come back to one in future (Figure 3).

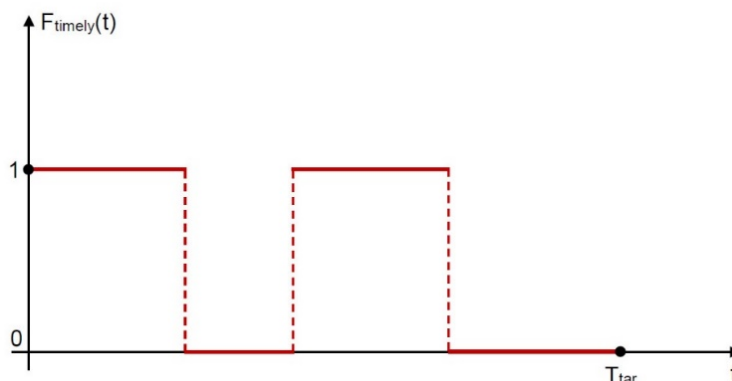


Figure 2. Function of the timeliness of project completion

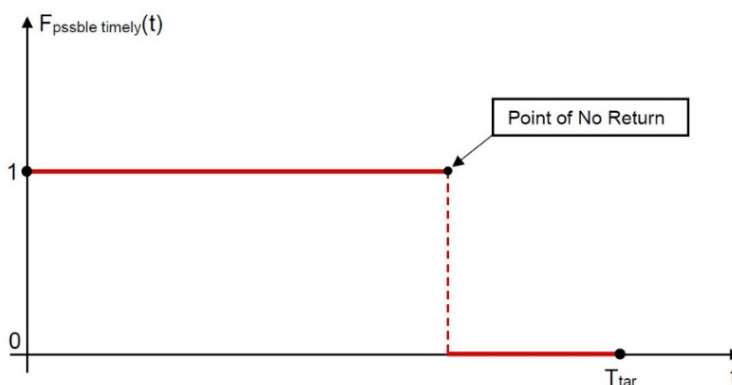


Figure 3. Function of possibility to provide timely project completion

It is obvious that the function of possibility to provide of timely project completion can equal zero when the function of timeliness of project completion is zero since if the forecast duration of the project at the moment t does not exceed the approved one, then it is obvious that the project can be completed on time. On the other hand, if the function of possibility of timely project completion equals zero, then the function of timeliness of project completion is also zero and cannot be brought back to the value one.

Moment t , when the function of possibility of timely project completion change occur, it is possible to call the Point of No Return. This moment after which any minimum delay of a critical task or increase in duration of a critical task to any minimum value will surely lead to a failure in the project execution deadline.

It is obvious that the project manager shall be informed on approach of the Point of No Return. However, if the Point of No Return occurs at the start of the project, the project manager will have no safety margin and any minor failure will result in overall project deadline failure.

It is necessary to have a system of indication of project performance status, which can provide the occurrence of the Point of No Return under the worst conditions not earlier than the minimum possible value before the planned finish of the project.

Partially this task is solved in articles [6, 8], where one of the authors of the present article suggests the methodology of construction project time management aimed to prevent the project catastrophe and provide timely project completion. The methods are based on permanent tracking of two relative Indices: Schedule Timeliness Index (or indicator) – STI and Schedule Progress Index (or indicator) – SPI.

STI is a proportion of absolute deviation from the project completion date as of the status date to the remaining time until the approved finish date of the project:

$$STI(t) = \frac{TV}{(T_{tar} - t_{st})} \quad (4)$$

where t_{st} – status date.

The less time remains until the Project finishes the more attention shall be paid to the project date deviation value. Schedule Timeliness Index due to its relative nature makes it possible to register remaining time value and, thus, to recognize the extent of influence of the current deviation upon the project results.

SPI is the function of proportion between actually completed scope of works to the scope which shall be made until the status date with regard to the time left until the project completion. SPI is calculated with the formula:

$$SPI(t) = \frac{\frac{N_{complete}}{N_{plan}} - 1}{(T_{tar} - t_{st})} \times T_{tar} \quad (5)$$

where $N_{complete}$ – scope of completed work as of the status date;
 N_{plan} – scope of work to be completed as of the status date.

In study [28] STI is suggested as the fundamental, while SPI is supplementary. In any case, for the purposes of project time control it is necessary to define the critical borders of the Indices which can lead to project status change. The project can be located in one of the zones, according to the project probability, to be completed on time (Table 2). If the project shifts from the bright green to the yellow zone – the remaining project schedule shall be reviewed, and the measures shall be taken in order to accelerate the project. If the project shifts from the yellow to the red zone, it is considered that the project has reached the Point of No Return and has failed.

Table 2. Critical index boundary values

Project zones	Index value
Green	Above zero
Bright green	In the range from 0 to L_1
Yellow	In the range from L_1 to L_2
Red	Below L_2

Though studies [6, 8] do not deal with the issue of L_1 и L_2 Indices' value critical borders estimation methods, it is mentioned that critical values of these Indices depend directly on the "margin" size stored during schedule estimations.

Let us balance the notions of Indices' value critical borders and the duration safety margin coefficient K_s suggested in this article. This safety margin coefficient demonstrates calendar plan safety, the higher the less tense our project critical path is from the point of view of its reserves.

In our example, for instance, the safety margin is 1,5 or 50 %. Which means that exceeding activities duration for more that in 1,5 times shall lead to failure to complete the project on time, but if the activities durations increase in less amounts - there is a possibility to catch up with the project schedule. However, the problem here is that each critical activity is defined by its own limits of compression, thus, lineal dependency in our case can only be a very rough approximation.

Let us continue this case study. Shall we draw up several dependencies for the aforementioned period $t=0$ to $t=12$ where time of the project is the main parameter, namely:

- $F_r(t)$ – lineal decreasing function of the remaining project duration;
- $F_{v1}(t)$ – non-lineal decreasing function defining maximum possible value of project dates deviation based on analogous calculation performed every day t of project implementation (i.e. for each day, we calculate the minimum amount of time for possible project delay and it can be compensated by project activities acceleration);
- $F_{v2}(t)$ – lineal decreasing function defining maximum possible value of project dates deviation based on project safety factor equal 1,5. The function is determined by the difference between the remaining project time and the margin volume "absorbed" for the project duration. Thus, at the project start $F(t_0) = 30 - 30/1,5 = 10$ days, in the middle $F(t=30/2=15) = 10 / 5 = 5$ days etc.;

- $TV_1(t)$ – function of project date absolute deviation estimated as of project implementation fact, (data as of 10, 11 and 12 day – see example above, data as of 1 until 9 days of the project are taken as an example);

- $TV_2(t)$ – function of project date absolute deviation estimated according to hypothesis that actual duration of each critical activity and actual extension of each critical link is increased compared to the plan by project safety factor value equal to 1,5;

- STI_1 – Schedule Completion Index, calculated based on the project deviation value TV_1 ;

- STI_2 – Schedule Completion Index, estimated based on the project deviation value TV_2 .

The results are given in Table 3 below.

Table 3. Project time parameters

t, days	$F_r(t)$, days	$TV_1(t)$, days	$TV_2(t)$, days	$F_{v1}(t)$, days	$F_{v2}(t)$, days	$STI_1(t)$	$STI_2(t)$
0	30	0	0	-10	-10.0	0.000	0.000
1	29	-0.5	-0.5	-9.2	-9.7	-0.017	-0.017
2	28	-1	-1	-8.6	-9.3	-0.036	-0.036
3	27	-1	-1.5	-8	-9.0	-0.037	-0.056
4	26	-2	-2	-7	-8.7	-0.077	-0.077
5	25	-3	-2.5	-6	-8.3	-0.120	-0.100
6	24	-3	-3	-5.89	-8.0	-0.125	-0.125
7	23	-3	-3.5	-5.78	-7.7	-0.130	-0.152
8	22	-4	-4	-5.67	-7.3	-0.182	-0.182
9	21	-4	-4.5	-5.56	-7.0	-0.190	-0.214
10	20	-5	-5	-5.45	-6.7	-0.250	-0.250
11	19	-5	-5.5	-5.34	-6.3	-0.263	-0.289
12	18	-6	-6	-5.23	-6.0	-0.333	-0.333

The project Point of No Return studied in this article as an example occurred on day 12. This is the moment of time when, according to Table 3, $TV_1(t)$ crossed line $F_{v1}(t)$ (Figure 4). At the same moment of time function $TV_2(t)$ equaled $F_{v2}(t)$ function value (Figure 5).

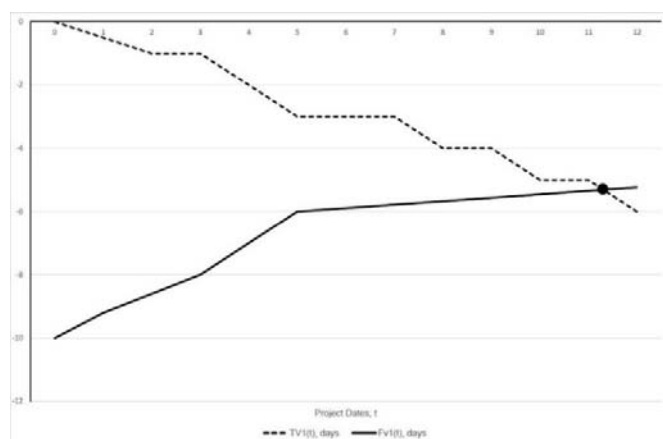


Figure 4. Functions $TV_1(t)$ and $F_{v1}(t)$

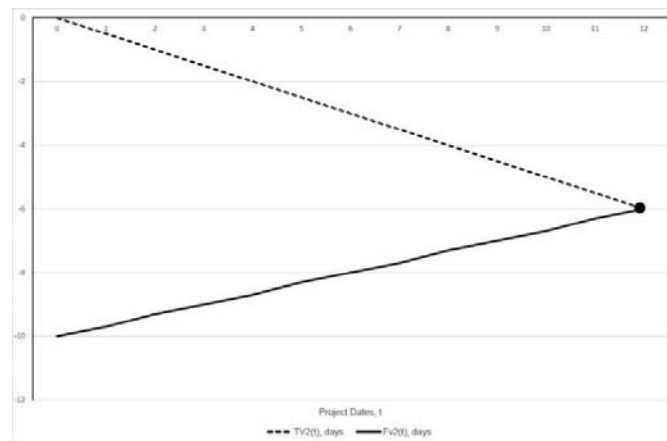


Figure 5. Functions $TV_2(t)$ and $F_{v2}(t)$

Note that provided that all these critical activities have different reserves for their acceleration, and provided various probabilities (or improbabilities) of timing advance values occurrence of shifting over critical links functions $F_{v1}(t)$ and $F_{v2}(t)$ do not generally coincide. However, it is quite difficult to calculate the value of $F_{v1}(t)$ analytically, that is why in most cases for defining deviation critical value $TV(t)$ it is enough to use lineal function $F_{v2}(t)$. It is recommended to use an equalizing margin coefficient which introduces the deviation value of functions $F_{v1}(t)$ and $F_{v2}(t)$, in particular, in our case the variance between these two functions value is up to 39 %.

Common sense of this discourse is to demonstrate the STI critical value occurrence result in project shift from the yellow zone to the red one (e.i. the Point of No Return arrives).

It is suggested to calculate the critical value of Index L_2 borders according to the following connection:

$$L_2 = 1 - \frac{1}{K_s} \quad (6)$$

In the same way a decreasing coefficient can be introduced accounting for the range of lineal function $F_{v2}(t)$ deviation value and non-lineal function $F_{v1}(t)$. However, this article does not aim at studying this coefficient value calculation.

In any case, value L_2 cannot exceed the value calculated with formula (2).

The border of shifting the project from bright green to the yellow zone - L_1 , the recommended value is half of L_2 .

Discussion

The principles of construction project time control studied in this article continue the research of some authors aimed at creation an effective methodology to assure construction project timely completion.

The drawback of previous studies was absence of understanding how to establish the activities timeliness indicators' borders (as the main indicator of activities date control and project timeliness assurance) when the project status shifts from bright-green to the yellow zone and when the project status shifts from the yellow zone to the red one. The shift from yellow to the red zone indicates arrival of the Point of No Return and further project progression will inevitably lead to project catastrophe, thus, correct definition of the border value L_2 is of the outmost importance.

Herein there given some recommendations on feasible calculation of L_2 critical value while L_1 value calculation can be proportional to L_2 .

The given methodology is being implemented in different users frameworks, macro's and presentation settings (layouts) in Microsoft Project 2016 и Oracle Primavera P6 software spheres, and can be used in construction projects management, especially of such projects where completion timeliness has critical nature and is the key success factor.

Conclusion

Based on the findings of the present study the following conclusions can be made:

1. The main aim of project schedule control is to assure timely project completion as well as timely completion of project key milestones. The main parameter for the purposes of project schedule control is Bovteev S.V., Kanyukova S.V. Development of methodology for time management of construction projects *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 2. Pp. 102-112. doi: 10.5862/MCE.62.10

to forecast the project completion date T_{for} from target date of T_{tar} , so called Time Variance (TV). TV indicator is a function of project time t , when $TV(t)$ value can become negative as the project unfolds, however, only within the extent of compensation with acceleration of remaining activities duration.

2. For each project activity the minimum possible durations can be preliminary defined (before baseline schedule approval) $t_{min,i}$, which can be reached as well with, if necessary, by means of work cost increase c_i . Also, it is possible to calculate maximum possible critical links advance values which can be reached in order to accelerate the activities schedule. It makes it possible to know the minimum possible duration of the remaining works at any moment of project time. If the negative value of $TV(t)$ at any point of time cannot be compensated with the maximum possible acceleration of all remaining activities, it is possible to state that at the moment the Point of No Return arrives and it will inevitably lead to the Project failure.

3. Schedule Timeliness Index is a relative indicator that allows estimating the project status upon the criteria of its timeliness at any moment of time t . The problem of defining the critical values of project shift from yellow to the red zone L_2 can be solved by the means of project safety margin coefficient K_s , which is a relation of approved project duration to minimum possible. It is suggested to calculate the project status shift from the yellow to the red zone, which is considered to be the Point of No Return, according to connection (6), including correction herewith to irregular nature of connection between the minimum duration and approved duration of different types of project activities. L_1 value is suggested to be equal to $L_1 = 0,5L_2$.

Литература

1. Абдуллаев Г.И. Влияние организационно-технологических факторов на эффективность управления строительством сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 2(20). С. 52–54.
2. Azarova I. An analysis of life cycle of projects in housing sector. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2015. Vol. 4. No. 1. Pp. 2-10.
3. Азарова И.Б. Основные аспекты ценностно-ориентированного управления инвестиционно-строительными жилищными проектами // Инженерно-строительный журнал. 2015. №7(59). С. 18–29.
4. Боровских О.Н. Особенности построения системы управления проектами в проектных организациях // Российское предпринимательство. 2014. №1 (247). С. 14-22.
5. Чулгаева О.В., Чулгаева В.С. Подготовка бизнес-плана инвестиционно-строительного проекта на основе экономико-математических моделей // Инженерно-строительный журнал. 2009. №3. С. 61-64.
6. Ватин Н. И., Колосова Н.Б., Бердюгин И.А. Эффективность применения систем автоматического управления (САУ) AccuGrade в строительстве // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2013. № 4 (9). С. 30-35.
7. Ковалев В. В. Методы оценки инвестиционных проектов. Издательство: Финансы и статистика, 2000. 144 с.
8. Заренков В.А. Управление проектами. М.: АСВ. 2010. 312 с.
9. Werkl M., Heck D. Coping with incompleteness: An approach using time and production related compensation. 6th International Structural Engineering and Construction Conference: Modern Methods and Advances in Structural Engineering and Construction. 2011. Pp. 279-284.
10. Construction Extension to the PMBOK Guide. 3th edition. 2th Ed. Project Management Institute. Newtown Square. PA. 2007. 196 p.
11. De Marco A. Project Management for Facility Constructions. A Guide for Engineers and Architects. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. 2011. 197 p.
12. Мазур И.И. Управление инвестиционно-строительными проектами: международный подход – Construction project management: international approach: руководство. 2-е изд., перераб. М.: Омега-Л, 2010. 736 с.

References

1. Abdullayev G.I. Vliyaniye organizatsionno-tehnologicheskikh faktorov na effektivnost upravleniya stroitelstvom sooruzheniy [The influence of organizational and technological factors on management efficiency the construction of buildings]. *Magazine of Civil Engineering*. 2011. No. 2(20). Pp. 52-54. (rus)
2. Azarova I. An analysis of life cycle of projects in housing sector. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. 2015. Vol. 4. No. 1. Pp. 2-10.
3. Azarova I.B. Osnovnyye aspekty tsennostno-oriyentirovannogo upravleniya investitsionno-stroitelnyimi zhilishchnymi proyektami [The main aspects of the value-oriented management of investment and construction housing projects]. *Magazine of Civil Engineering*. 2015. No. 7(59). Pp. 18-29. (rus)
4. Borovskih O. N. Osobennosti postroeniya sistemy upravleniya projektami v proektnykh organizatsiyakh [Features of project management system establishment in design organizations]. *The Russian journal of entrepreneurship*. 2014. No. 1(247). Pp. 14-22. (rus)
5. Chulgayeva O.V., Chulgayeva V.S. Podgotovka biznes-plana investitsionno-stroitel'nogo proyekta na osnove ekonomiko-matematicheskikh modeley [Preparation of the business plan of investment project on the basis of economic-mathematical models]. *Magazine of Civil Engineering*. 2009. No. 3. Pp. 61-64. (rus)
6. Vatin N. I., Kolosova N.B., Berdyugin I.A. Effektivnost primeneniya sistem avtomaticheskogo upravleniya (SAU) AccuGrade v stroitelstve [Efficiency of use of systems of automatic control of AccuGrade in construction]. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2013. No. 4 (9). Pp. 30-35. (rus)
7. Kovalev V. V. *Metody otsenki investitsionnykh projektov* [Methods of evaluation of investment projects]. Publisher: Finance and statistics. 2000. 144 p. (rus)
8. Zarenkov V.A. *Upravlenie projektami*. [Project Management]. Moscow. ASV. 2010. 312 p. (rus)
9. Werkl M., Heck D. Coping with incompleteness: An approach using time and production related compensation. 6th International Structural Engineering and Construction Conference: Modern Methods and Advances in Structural Engineering and Construction. 2011. Pp. 279-284.
10. *Construction Extension to the PMBOK Guide*. 3th edition. 2th Ed. Project Management Institute. Newtown Square. PA. 2007. 196 p.
11. De Marco A. *Project Management for Facility*

Бовтеев С.В., Каниюкова С.В. Развитие методики контроля сроков инвестиционно-строительного проекта // Инженерно-строительный журнал. 2016. №2(62). С. 102-112.

13. P2M: Руководство по управлению инновационными проектами и программами организаций. К.: Новый друк. 2010. 160 с.
14. Project Management Body of Knowledge. Guide 5th Edition. Project Management Institute. Newtown Square. PA. 2013. 506 p.
15. Чатфилд К., Джонсон Т. Microsoft Project 2013. Русская версия. М.: ЭКОМ Паблишерз, 2013. 672 с.
16. Schlagbauer D., Heck D. Change in output performance due to prolonged work. 7th International Structural Engineering and Construction Conference: New Developments in Structural Engineering and Construction. 2013. Pp. 1375-1380.
17. Larson E.W., Gray C.F. Project Management: The Managerial Process. McGraw Hill. 2011. 608 p.
18. Practice Standard for Scheduling. Guide 2th Edition. Project Management Institute. Newtown Square. PA. 2011. 113 p.
19. Mubarak S. Construction Project Scheduling and Control. Second Edition. New Jersey. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc. 2010. 479 p.
20. Walker A. Project management in construction. Guide 4th Edition. Oxford: Blackwell Science. 2002. 289 p.
21. Goldratt Eliyahu. M. Critical Chain. The North River Press Publishing Corp. NY. 1997. 246 p.
22. Котовская М.А. Особенности теории ограничений систем Голдратта и метода критической цепи в области календарного планирования строительных проектов // Современные проблемы науки и образования: научный журнал. 2014. № 4. С. 234-235.
23. Линч Л. Вовремя и в рамках бюджета: Управление проектами по методу критической цепи. М.: Альпина Паблишерз, 2015. 354 с.
24. Хомутинникова К.С. Критерии оценки методов контроля, используемых при управлении строительным проектом // Управление проектами и программами. 2009. №4. С. 312-323.
25. Lipke W. Earned schedule contribution to project management. PM World Journal. 2012. Vol. 1. No. 2. Pp. 6-13.
26. Practice Standard for Earned Value Management. Guide 2th Edition. Project Management Institute. Newtown Square. PA. 2011. 54 p.
27. Bovteev S., Petrochenko M. Method "Earned Value Management" for Timescale Controlling in Construction Projects. Applied Mechanics and Materials. 2015. Vol. 725-726 "Innovative Technologies in Development of Construction Industry". Pp. 1025-1030.
28. Бовтеев С.В., Терентьева Е.В. Управление сроками строительного проекта // Управление проектами и программами. 2014. № 2 (38). С. 158-173.
- Constructions. A Guide for Engineers and Architects. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. 2011. 197 p.
12. Mazur I.I. et al. Upravlenie investitsionno-stroitelnyimi proektami: mezhdunarodnyiy podhod [Construction project management: international approach]. Moscow. Omega-L. 2010. 736 pp. (rus)
13. P2M: Rukovodstvo po upravleniu innovatsionnymi proyektami i programmami organizatsiy [Guidelines for the management of innovative projects and programs]. Kiev. Novyy druk. 2010. 160 p. (rus)
14. Project Management Body of Knowledge. Guide 5th Edition. Project Management Institute. Newtown Square. PA. 2013. 506 p.
15. Chatfield K., Dzhonson T. Microsoft Project 2013. Russian version. Moscow: EKOM Publisherz, 2013. 672 p. (rus)
16. Schlagbauer D., Heck D. Change in output performance due to prolonged work. 7th International Structural Engineering and Construction Conference: New Developments in Structural Engineering and Construction. 2013. Pp. 1375-1380.
17. Larson E.W., Gray C.F. Project Management: The Managerial Process. McGraw Hill. 2011. 608 p.
18. Practice Standard for Scheduling. Guide 2th Edition. Project Management Institute. Newtown Square. PA. 2011. 113 p.
19. Mubarak S. Construction Project Scheduling and Control. Second Edition. New Jersey. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc. 2010. 479 p.
20. Walker A. Project management in construction. Guide 4th Edition. Oxford: Blackwell Science. 2002. 289 p.
21. Goldratt Eliyahu. M. Critical Chain. The North River Press Publishing Corp. NY. 1997. 246 p.
22. Kotovskaya M.A. Osobennosti teorii ogranicheniy sistem Goldratta i metoda kriticheskoy tsepi v oblasti kalendarnogo planirovaniya stroitelnykh proyektov [Specific features of goldratt´s theory of constraints and critical chain project management in the scheduling of construction projects]. Modern problems of science and education. 2014. No. 4. Pp. 234-235. (rus)
23. Linch L. Vovremya i v ramkakh byudzheta: Upravleniye proyektami po metodu kriticheskoy tsepi [On time and under budget: a project Management method critical chain]. Moscow: Alpina Publisherz. 2010. 354 p. (rus)
24. Khomutinnikova K.S. Kriterii otsenki metodov kontrolya, ispolzuyemykh pri upravlenii stroitelnykh proyektom [Evaluation criteria methods of control used in the management of construction project]. Upravleniye proyektami i programmami. 2009. No. 4. Pp. 312-323. (rus)
25. Lipke W. Earned schedule contribution to project management. PM World Journal. 2012. Vol. 1. No. 2. Pp. 6-13.
26. Practice Standard for Earned Value Management. Guide 2th Edition. Project Management Institute. Newtown Square. PA. 2011. 54 p.
27. Bovteev S., Petrochenko M. Method "Earned Value Management" for Timescale Controlling in Construction Projects. Applied Mechanics and Materials. 2015. Vol. 725-726 "Innovative Technologies in Development of Construction Industry". Pp. 1025-1030.
28. Bovteyev S.V., Terentyeva Ye.V. Upravleniye srokami stroitel'nogo proyekta [Time management of a construction project]. Upravleniye proyektami i programmami. 2014. No. 2 (38). Pp. 158-173. (rus)

Sergei Bovteev,
+7(921)7870346; sergeibovteev@gmail.com

Svetlana Kanyukova,
+7(952)3839947; sv.v.kan@mail.ru

Сергей Владимирович Бовтеев,
+7(921)7870346; эл. почта:
sergeibovteev@gmail.com
Светлана Валерьевна Канюкова,
+7(952)3839947; эл. почта:
sv.v.kan@mail.ru

© Bovteev S.V., Kanyukova S.V., 2016

Bovteev S.V., Kanyukova S.V. Development of methodology for time management of construction projects Magazine of Civil Engineering. 2016. No. 2. Pp. 102-112. doi: 10.5862/MCE.62.10