



ниц строительство
научно-исследовательский центр



ЦНИИСК
ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО

ВЕСТНИК

НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

№3(18)2018

ИССЛЕДОВАНИЯ ПО ТЕОРИИ СООРУЖЕНИЙ

Издается с 1932 г. под названием «Исследования по теории сооружений»,
с 2009 г. – ВЕСТНИК ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко «Исследования по теории сооружений»,
с 2010 г. - ВЕСТНИК НИЦ «Строительство»
Выходит четыре раза в год

Учредитель: АО «НИЦ «Строительство»

Адрес редакции: 109428, г. Москва, ул. 2-я Институтская, дом 6, стр. 1
Тел.: +7 (495) 602-00-70 доб. 1014 / 1002
e-mail: vestnikstroy@list.ru

При цитировании ссылка обязательна.
Перепечатка материалов допускается только с письменного разрешения редакции.

- Главный редактор ЗВЕЗДОВ Андрей Иванович**, д-р техн. наук, проф.
БАЖЕНОВ Валентин Георгиевич, д-р физ.-мат. наук, проф. (НИИМ ННГУ, г. Н. Новгород)
БИРБРАЕР Адольф Никитович, д-р техн. наук, проф. (ВНИИГ им. Веденева, С.-Петербург)
ВЕДЯКОВ Иван Иванович, д-р техн. наук, проф. (дир. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
ДАВИДЮК Алексей Николаевич, д-р техн. наук (дир. НИИЖБ им. А.А. Гвоздева
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
ЕРЕМЕЕВ Павел Георгиевич, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
КОЛЫБИН Игорь Вячеславович, канд. техн. наук (дир. НИИОСП им. Н.М. Герсманова
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
КОНДРАТЬЕВА Лидия Никитовна, д-р техн. наук, проф. (СПбГАСУ, г. С.-Петербург)
КУЗНЕЦОВ Сергей Владимирович, д-р физ.-мат. наук, проф. (ИПМех РАН, г. Москва)
КУРБАЦКИЙ Евгений Николаевич, д-р техн. наук, проф. (МГУ ПС, г. Москва)
ЛЕВИН Виктор Матвеевич, д-р техн. наук, проф. (ДонНАСА, г. Макеевка, Украина)
МКРТЫЧЕВ Олег Вартавович, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)
МОНДРУС Владимир Львович, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)
НАЗАРОВ Юрий Павлович, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
НЕМЧИНОВ Юрий Иванович, д-р техн. наук, проф. (ГП НИИСК, г. Киев, Украина)
ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ Константин Пантелеевич, д-р техн. наук (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
САРГСЯН Акоп Егисович, д-р техн. наук, проф. (АТОМЭНЕРГОПРОЕКТ, г. Москва)
СИМБИРКИН Валерий Николаевич, канд. техн. наук (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
СТАВНИЦЕР Леонид Рувимович, д-р техн. наук, проф. (НИИОСП им. Н.М. Герсманова
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
ТАМРАЗЯН Ашот Георгиевич, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)
ТРАВУШ Владимир Ильич, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИЭП, г. Москва)
ФАРФЕЛЬ Михаил Иосифович, канд. техн. наук (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
ХАЧИЯН Эдуард Ефремович, акад. НАН РА, д-р техн. наук, проф. (ЕГУАиС, г. Ереван)
ХОЛОПОВ Игорь Серафимович, д-р техн. наук, проф. (СГАСУ, г. Самара)

Вестник НИЦ «Строительство». Исследования по теории сооружений: Сб. статей.
Вып. 3(18) /под ред. А. И. Звездова – М.: АО «НИЦ «Строительство». 2018. – 164 с.
ISSN 2224-9494

Зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций.

Свидетельство о регистрации средства массовой информации ПИ ФС77 – 46262 от 19 августа 2011 г.

Содержит статьи, посвященные актуальным проблемам развития теории сооружений, непосредственно связанные с решением практических задач.

Для научных работников, инженеров-проектировщиков, преподавателей, аспирантов.
ISSN 2224-9494 © АО «НИЦ «Строительство», «Вестник НИЦ «Строительство», 2018

Содержание

В. Е. Батрак, В. В. Бобряшов Влияние длительных процессов на ползучесть и релаксацию конструкционного стеклопластика	5
В. М. Бобряшов, В. Е. Батрак, В. В. Бобряшов, Н. И. Бушуев Оценка влияния длительности нагружения на параметры качества (ползучесть при сдвиге) теплоизоляции в тонколистовых металлических ограждающих конструкциях с учетом вероятностных распределений их прочности при сдвиге	12
И. И. Ведяков, К. П. Пятикрестовский Очерк истории создания норм проектирования строительных конструкций	30
П. Г. Еремеев Металлические конструкции футбольных стадионов ЧМ 2018	47
М. К. Ищук Экспериментальные исследования НДС кирпичной кладки лицевого слоя наружных стен с гибкими связями на температурно-влажностные воздействия	61
Д. В. Конин, А. С. Крылов Испытания балочных конструкций с применением высокопрочных бетонов и сталефибробетонов	79
Ю. В. Кривцов, И. Р. Ладыгина, Н. О. Мельников Научно-практические аспекты выявления дефектов огнезащитных покрытий строительных конструкций	91
И. И. Ведяков, Д. В. Конин, А. Р. Олуромби К вопросу об использовании электросварных прямошовных труб из сталей повышенной прочности в строительных металлических конструкциях	102
М. О. Павлова, В. А. Захаров, С. В. Кушнир, М. Н. Павленко Вопросы обеспечения эксплуатационной надежности навесных фасадных конструкций с крупноразмерной штучной облицовкой	113
И. И. Ведяков, Д. В. Соловьев, А. И. Коваленко, А. С. Гуденко, А. В. Смагин Развитие конструктивных схем зданий из холодногнутых профилей	125
М. И. Фарфель, Д. Ю. Коняшин Влияние режима эксплуатации конструкций на техническое состояние болтовых соединений	136
Н. А. Минкина Античность: истоки современной науки	149

Content

V. Batrak, V. Bobryashov The influence of long-term processes on the creep and relaxation of structural fiberglass	5
V. Bobryashov, V. Batrak, V. Bobryashov, N. Bushuev Evaluation of the effect of duration of loading on the quality parameters (creep shear) thermal insulation in sheet metal enclosures with consideration of probability distributions of strength when shifting.	12
I. Vedyakov, K. Pyatikrestovsky The history of the establishment of structural design standards	30
P. Yeremeyev Metal structures of football stadiums of the World Cup in 2018	47
M. Ishchuk Investigation of the stress-strain state of brick veneer of the exterior walls with flexible connectors under temperature-humidity influences	61
D. Konin, A. Krylov Strength assessment of high-performance concrete and fiber concrete beams	79
Y. Krivtsov, I. Ladygina, N. Melnikov Research and practice aspects of identification of defects of fire retardant coatings of building structures.	91
I. Vedyakov, D. Konin, A. Olurombi On the use of electric-welded single-seam pipes of steels of increased strength in building metal structures.	102
M. Pavlova, V. Zakharov, M. Pavlenko Questions of safety maintenance operation hinged facade structures covering with large-sized piece materials.	113
I. Vedyakov, D. Solovyev, A. Kovalenko, A. Gudenko, A. Smagin Development of buildings from cold-formed profiles.	125
M. Farfel, D. Konyashin The influence of the operating conditions of the structures the technical position of bolted connections	136
N. Minkina Antiquity: the sources of modern science.	149

ВЛИЯНИЕ ДЛИТЕЛЬНЫХ ПРОЦЕССОВ НА ПОЛЗУЧЕСТЬ И РЕЛАКСАЦИЮ КОНСТРУКЦИОННОГО СТЕКЛОПЛАСТИКА

THE INFLUENCE OF LONG-TERM PROCESSES ON THE CREEP AND RELAXATION OF STRUCTURAL FIBERGLASS

В. Е. БАТРАК, канд. техн. наук

В. В. БОБРЯШОВ

Приводятся результаты оценки ползучести и релаксации композитного материала с полимерной матрицей – однонаправленного стеклопластика. В результате экспериментальных исследований определены параметры функций влияния по кривым релаксации материала. Показана необходимость учёта влияния ползучести и релаксации на изменение напряжённо-деформированного состояния конструкций из композитных материалов.

The article presents the results of the creep and relaxation evaluation of a composite material with a polymer matrix – unidirectional fiberglass. As a result of experimental studies, the parameters of the effect functions on the material relaxation curves are determined. The need to take into account the effect of creep and relaxation on the change in the stress-strain state of structures made of composite materials is shown.

Ключевые слова:

Вязкоупругие характеристики, длительная прочность, композитные материалы, конструкционные стеклопластики, ползучесть, релаксация

Key words:

Composite materials, creep, long-term strength, relaxation, structural fiberglass, viscoelastic characteristics

В настоящее время в России расширяется применение композитных материалов в строительных конструкциях. Такие свойства как высокая удельная прочность, малая плотность, износостойкость, хорошее сопротивление воздействию агрессивных сред, высокие электроизоляционные характеристики и технологичность изготовления делают композитные

материалы незаменимыми для использования в строительных конструкциях различного назначения. В то же время в России имеются лишь отдельные длительно эксплуатируемые крупногабаритные конструкции из композитных материалов. Опыт эксплуатации таких конструкций свидетельствует том, что основным условием их успешной эксплуатации является достоверная оценка длительных характеристик материала конструкции [1].

Длительные эксплуатационные характеристики композитных материалов, в частности, стеклопластиков, обычно оцениваются по трём основным показателям. Это явления ползучести и релаксации, определяющие длительные деформации конструкций, длительная прочность при постоянных нагрузках и длительная прочность при переменных нагрузках (выносливость).

Ползучесть и релаксация композитных материалов с полимерной матрицей (связующим) являются их характерными особенностями и проявляются даже при комнатной температуре, поэтому вопросы напряжённо-деформированного состояния конструкций из композитных материалов следует решать с учетом фактора времени.

Известно, что практически все композитные материалы с полимерной матрицей обладают также свойством обратной ползучести. При разгрузке часть деформации композитов вследствие упругих свойств полимерного связующего восстанавливается, а затем происходит процесс упругого последействия вследствие постепенного исчезновения высокоэластичной деформации. Таким образом, композитные материалы с полимерными матрицами проявляют под нагрузкой вязкоупругие свойства. Наиболее полно это явление – вязкоупругость – учитывается в наследственных теориях ползучести. При определении напряжённо-деформированного состояния конструкций из вязкоупругих материалов используются соотношения, связывающие напряжения, деформации и время.

В статье приводятся результаты оценки ползучести и релаксации композитного материала с полимерной матрицей – однонаправленного стеклопластика под торговым названием FibberPull, вырабатываемого на основе ненасыщенных смол, минеральных наполнителей и стекловолоконных армирующих материалов методом пултрузии, при растяжении вдоль направления армирования.

Образцы композитного материала для эксперимента вырезали из стеклопластиковой прямоугольной трубы FT 40 × 25 × 3 × 3, изготавливаемой из материала FibberPull. Плотность образцов материала составляла в среднем 1,84 г/см³.

Обычно параметры функций влияния – ядер ползучести – определяются посредством обработки кривых ползучести или релаксации. Определение параметров ядер ползучести по кривым ползучести требует применения испытательных машин, позволяющих испытывать композитные материалы в режиме постоянного напряжения, что, учитывая обычное изменение поперечного сечения образцов при деформировании, реализовать обычно сложнее.

Второй путь – определение параметров ядер по кривым релаксации – часто более удобен, так как требует применения испытательных машин, позволяющих испыты-

вать материалы в режиме постоянной деформации, и устройств, позволяющих записывать изменение напряжения в образцах в течение длительного времени.

Определение вязкоупругих характеристик композитного материала обычно сводится к задаче нахождения аналитического выражения для описания длительного деформирования материала на основе результатов эксперимента – построением функции влияния.

Для образцов композитного материала первоначально определяли кратковременную прочность образцов при растяжении. Испытания на растяжение проводились в соответствии с ГОСТ 32656-2014 «Композиты полимерные. Методы испытаний. Испытания на растяжение». Для испытаний вдоль направления армирования были использованы образцы тип А.

Перед проведением испытаний образцы кондиционировали по ГОСТ 12423-2013 «Пластмассы. Условия кондиционирования и испытания образцов (проб)» при температуре (23 ± 2) °С и влажности $(50 \pm 10)\%$ в течение 24 ч. Испытания образцов проводили в той же стандартной атмосфере, при которой велось кондиционирование.

Испытания проводили на немецкой универсальной испытательной машине FP 100/1, обеспечивающей измерение нагрузки с точностью 1 % измеряемой величины, с фиксацией диаграмм «нагрузка-деформация» в автоматическом режиме. Скорость нагружения образцов при испытании вдоль направления армирования составляла 2 мм/мин. В качестве измерителя деформаций использовали многоканальный тензометрический комплекс с тензодатчиками с базой 5 мм.

Результаты кратковременных испытаний 10 образцов при растяжении представлены в табл. 1.

Таблица 1

Результаты кратковременных испытаний на растяжение вдоль волокон композитного материала FibberPull

<i>Среднее значение, МПа</i>	<i>Медиана, МПа</i>	<i>Мода (наименьшая), МПа</i>	<i>Коэффициент вариации, %</i>	<i>Асимметрия</i>	<i>Экссесс</i>
576,2	592,5	396,0	14,6	-0,854	1,762

Значения асимметрии и эксцесса результатов испытаний свидетельствуют о том, что распределение кратковременной прочности образцов примерно соответствует нормальному распределению.

Параметры функции влияния для исследуемого материала определяли из испытания на релаксацию при растяжении. При испытании материала при нормальных температурно-влажностных условиях были получены серии кривых релаксации.

Образцы для испытания на релаксацию, условия кондиционирования и испытания образцов принимали такими же, как и при кратковременных испытаниях материала.

Кривые релаксации при растяжении были получены измерением в различные отрезки времени напряжений в образцах при постоянной деформации. Всего было испытано 10 образцов композитного материала.

Кратковременное деформирование материала до заданной деформации производилось таким образом, чтобы напряжение в образцах составляло от 0,1 до 0,3 от кратковременной прочности при растяжении образцов.

Испытания композитного материала на релаксацию, как и кратковременные испытания, проводили на немецкой универсальной испытательной машине FP 100/1.

Деформации каждого образца $\epsilon_k(0)$, достигнутые и зафиксированные в конце этапа нагружения, делились на экспериментальные значения напряжений в материале $\sigma(t)$, зафиксированные в разные отрезки времени экспонирования образцов при постоянной деформации. Полученные при этом кривые податливости $\epsilon_k(0)/\sigma(t)$ укладывались в узкий пучок с разбросом менее 7 %, что свидетельствовало о высоком уровне линейности вязкоупругих свойств материала.

Для удобства обработки кривых релаксации каждое экспериментальное значение напряжения делением на начальное напряжение в образце, достигнутое к моменту начала релаксации, приводили к безразмерному виду – $\sigma(t)/\sigma(0)$.

Всю экспериментальную информацию по данным испытаний образцов на релаксацию представляли в виде таблицы средних значений, стандартного отклонения, коэффициента вариации, асимметрии и эксцесса относительных напряжений за каждый отрезок времени экспонирования образцов.

Измерения напряжений в образцах проводили в следующие отрезки времени экспонирования образцов t_k : 0 мин (конец нагружения образцов – начало релаксации), 9 минут, 5 часов, 4 суток, 7 суток, 30 суток, 60 суток.

Результаты статистической обработки результатов испытаний образцов на релаксацию для каждого промежутка времени t_k от 9 минут до 60 суток приведены в табл. 2.

Таблица 2

Результаты статистической обработки результатов испытаний образцов на релаксацию

Показатели	Время экспонирования					
	9 мин	5 ч	4 сут	7 сут	30 сут	60 сут
Среднее значение	0,846	0,828	0,804	0,801	0,787	0,767
Стандартное отклонение	0,102	0,105	0,105	0,104	0,104	0,105
Коэффициент вариации	0,120	0,126	0,130	0,129	0,132	0,137
Асимметрия	-0,009	-0,018	-0,016	-0,016	-0,016	-0,017
Эксцесс	-2,529	-2,509	-2,512	-2,512	-2,500	-2,517

Выражение для релаксации напряжений при постоянных уровнях деформаций можно получить из общего уравнения вязкоупругости для релаксации материала:

$$\sigma(t) = E\varepsilon(t) - E \int_0^t T(t-\tau)\varepsilon(\tau) d\tau. \quad (1)$$

Для описания релаксации композитного материала была выбрана функция влияния в виде слабо сингулярного ядра А. М. Колтунова: $T(t) = Ae^{-\beta t} t^{\alpha-1}$.

Уравнение (1) при постоянной деформации $\varepsilon_k = \text{const}$ принимает вид

$$\sigma(t) = E\varepsilon_k \left[1 - \int_0^t T(\tau) d\tau \right]. \quad (2)$$

Средние значения экспериментальных данных по релаксации композитного материала сравнивали со значениями релаксации материала, рассчитанными с использованием уравнения наследственной вязкоупругости с ядром релаксации А. М. Колтунова с принятыми параметрами функции влияния. Для этого по полученным средним значениям строили среднюю кривую в логарифмических координатах и сравнивали совмещением с теоретическими кривыми релаксации в соответствии с [2] с определёнными параметрами ядра релаксации.

Описанным методом совмещения [2] для осреднённой кривой релаксации были определены следующие параметры ядра релаксации теоретической кривой $\alpha_T = 0,075$, $A_T = 0,0156$, $\beta_T = 0,05$ при приведённом времени $tr = t_3/10$, сут, где tr – время отсчёта для теоретической кривой релаксации; t_3 – время отсчёта для экспериментальной кривой.

Уравнение ползучести стеклопластика получили, «обращая» уравнение релаксации. При этом уравнение ползучести стеклопластика принимает вид

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E} + \frac{1}{E} \int_0^t K(t-\tau)\sigma(\tau) d\tau. \quad (3)$$

Резольвента ядра релаксации в форме А. М. Колтунова – ядро ползучести – имеет вид

$$K(t) = \frac{e^{-\beta t}}{t} \sum_1^{\infty} \frac{A\Gamma(\alpha)^n t^{\alpha n}}{\Gamma(\alpha n)}. \quad (4)$$

С учётом найденных параметров на ЭВМ можно рассчитать любой процесс напряженно-деформированного состояния конструкций из композитного материала с учётом ползучести и релаксации материала.

Учитывая разброс экспериментальных данных, сравнение экспериментальных данных по релаксации образцов композитного материала, приведёнными в табл. 1, с проверяемыми значениями релаксации – результатами расчётов релаксации материала по уравнению наследственной теории вязкоупругости с ядром М. А. Колтунова – проводили на основании одновыборочного t-критерия сравнения средних. Результа-

ты сравнения теоретических значений релаксации с экспериментальными средними значениями приведены в табл. 3.

Таблица 3

Теоретические и экспериментальные значения релаксации материала

Показатели	Время экспонирования					
	9 мин	5 ч	4 сут	7 сут	30 сут	60 сут
Проверяемое значение	0,8763	0,8452	0, 8065	0, 7984	0, 7768	0,7672
Значимость двухсторонняя	0,371	0,622	0, 942	0, 939	0, 774	0, 995
Разность значений	-0,0303	-0,0169	-0, 0025	0, 0026	0, 0097	0, 0002
Нижняя граница 95% доверительного интервала для разности значений	-0,1031	-0,0918	-0, 0775	-0,0724	-0, 0643	-0, 0752
Верхняя граница 95% доверительного интервала для разности значений	0,0425	0,0580	0, 0725	0,0776	0,0837	0, 0756

Анализируя полученные таблицы 2 и 3, можно сделать вывод, что релаксация образцов композитного материала для всех времён наблюдения с достаточной достоверностью описывается на основании уравнения наследственной теории вязкоупругости с ядром А. М. Колтунова. Уровень значимости при обработке результатов экспериментов и сравнении экспериментальных и теоретических значений релаксации для всех времён наблюдения составляет более 0,370.

С помощью найденных параметров функции влияния по уравнению наследственной упругости с ядром ползучести в форме А. М. Колтунова рассчитывали величины ползучести – увеличение деформации образцов при постоянных напряжениях в композитном материале, которые приведены в табл. 4.

Таблица 4

Деформация образцов при постоянных напряжениях в материале

Время наблюдения	0 мин	9 мин	5 ч	4 сут	7 сут	30 сут	60 сут	4 г
Относительное увеличение деформаций (средние значения)	1,0000	1,1409	1,1828	1,2394	1,2519	1,2865	1,3028	1,3333

Имея найденные параметры функции влияния, можно вычислить релаксацию и ползучесть композитного материала за длительные периоды времени. Так, за 4 года эксплуатации при постоянной деформации падение напряжения в материале составит 25 %. Увеличение деформации материала при постоянном напряжении за 4 года составит 33 %.

Таким образом, установлено, что вязкоупругие процессы в композитном материале оказывают существенное влияние на его ползучесть и релаксацию, что обуславли-

вадет необходимость учёта их влияния на изменение напряжённо-деформированного состояния конструкций из композитных материалов.

Заключение

1. Проведены кратковременные испытания, а также испытания на релаксацию напряжений при растяжении образцов конструкционного стеклопластика.

2. По полученной серии кривых релаксации найдены параметры функции влияния на основании уравнения наследственной теории вязкоупругости с ядром А. М. Колтунова.

3. Установлено, что вязкоупругие процессы в композитном материале оказывают существенное влияние на его ползучесть и релаксацию, что обуславливает необходимость учёта их влияния на изменение напряжённо-деформированного состояния конструкций из композитных материалов.

Библиографический список

1. *Батрак В. Е., Кондакова Т. В., Оснач Р. Г., Чернов Е. Н.* Применение стекло-эпоксидных труб для несущих конструкций генераторов импульсных напряжений и токов. // *Электротехника*. 1989. № 9. С. 65 – 68.

2. *Колтунов М. А.* Ползучесть и релаксация. М.: Высшая школа, 1976.

Авторы:

Владимир Евгеньевич БАТРАК, канд. техн. наук, заведующий лабораторией легких конструкций и теплоизоляционных материалов ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vladimir BATRAK, Ph.D. in Engineering, Head of the Laboratory of Lightweight Constructions and Heat Insulation TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: batrakve@yandex.ru

тел.: +7 (499) 174-73-42

Виктор Викторович БОБРЯШОВ, ведущий научный сотрудник лаборатории легких конструкций и теплоизоляционных материалов ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Victor BOBRYASHOV, Leading researcher of the Laboratory of Lightweight Constructions and Heat Insulation Materials TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: bobryashoff@yandex.ru

тел.: +7 (499) 174-73-42

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ДЛИТЕЛЬНОСТИ НАГРУЖЕНИЯ НА ПАРАМЕТРЫ КАЧЕСТВА (ПОЛЗУЧЕСТЬ ПРИ СДВИГЕ) ТЕПЛОИЗОЛЯЦИИ В ТОНКОЛИСТОВЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЯХ С УЧЕТОМ ВЕРОЯТНОСТНЫХ РАСПРЕДЕЛЕНИЙ ИХ ПРОЧНОСТИ ПРИ СДВИГЕ

EVALUATION OF THE EFFECT OF DURATION OF LOADING ON THE QUALITY PARAMETERS (CREEP SHEAR) THERMAL INSULATION IN SHEET METAL ENCLOSURES WITH CONSIDERATION OF PROBABILITY DISTRIBUTIONS OF STRENGTH WHEN SHIFTING

В. М. БОБРЯШОВ, д-р. техн. наук

В. Е. БАТРАК, канд. техн. наук

В. В. БОБРЯШОВ

Н. И. БУШУЕВ, канд. техн. наук

В статье впервые предлагаются нормы на деформации ползучести, а также на характеристику ползучести, среднюю скорость ползучести, податливость при длительности нагружения пенополиуретана при сдвиге в течение 216 сут и уровне воздействия $\tau/\tau_{кр}$ от 0,1 до 0,75 и температуре 20, 40 и 60 °С

The article for the first time proposes the norms on creep deformation as well as on the creep characteristic, average creep rate, flexibility at the duration of loading of polyurethane foam during the shift for 216 days and the level of impact $\tau/\tau_{кр}$ from 0.1 to 0.75 and a temperature of 20, 40 and 60 °С and humidity of 40

и влажности 40 и 80 %. Приводятся значения изменений показателей качества при различной нагруженности и ее длительности. Важные сведения даны по статистическому исследованию прочности при сдвиге пенополиуретана по вероятностным схемам Гаусса, Грамма-Шарлье, Пирсона, Пуассона, не имеющему аналогов в РФ и зарубежной специальной литературе.

Ключевые слова:

Вероятностные схемы, законы распределения, пенополиуретан, прочность при сдвиге, показатели качества при ползучести, ползучесть при сдвиге

and 80 %. The values of changes in quality indicators at different loading and its duration are given. Important information is given on the statistical study of the shear strength of polyurethane foam on the probabilistic schemes of Gauss, Gram-Charles, Pearson, Poisson, which have no analogues in Russia and foreign literature.

Key words:

Creep shear, distribution laws, probabilistic schema, quality factors in creep, shear strength of the polyurethane foam

Под ограждающими конструкциями будем понимать изделия с тонколистовыми облицовками и средним слоем с эффективным утеплителем (теплоизоляцией). Они состоят из двух металлических поверхностей, между которыми расположен средний слой из конструкционного утеплителя (теплоизоляции), который прочно соединен с металлическими поверхностями и способен воспринимать внешние воздействующие факторы (нагрузки, температуру, влажность, солнечную радиацию, коррозионное изнашивание и иное).

Металлические поверхности могут быть плоскими, слабо- или сильно профилированными. Слабопрофилированные металлические облицовки – это такие, в которых высота профилирования металлических поверхностей не превышает 5 мм. Металлические поверхности защищены покрытиями, сопротивляющимися воздействию слабо-, среднеагрессивных сред.

В качестве теплоизоляции используют конструкционный утеплитель – средний слой, воспринимающий воздействия, в том числе нагрузки, обладающий пределами кратковременной, длительной прочности, пределами выносливости, упругими механическими характеристиками, в частности, длительными. Главные особенности утеплителя среднего слоя панелей – термовязкоупругость и релаксационные свойства.

Для соединения облицовок применяют клеящие материалы – полимерные клеи, связывающие металлические поверхности с утеплителем (средним слоем теплоизоляции).

По виду облицовок различают:

- конструкции со стальными облицовками, в том числе из нержавеющей стали, и эффективным утеплителем (теплоизоляцией);
- конструкции с алюминиевыми облицовками и эффективным утеплителем (теплоизоляцией);
- конструкции с медными облицовками и эффективным утеплителем (теплоизоляцией).

В качестве основных эффективных утеплителей (теплоизоляции) используют:

- утеплители (теплоизоляцию) на основе пенополиуретана (PUR);
- утеплители (теплоизоляцию) на основе пенополиизоцианурата (PIR);
- утеплители (теплоизоляцию) на основе минераловатных плит (MW);
- утеплители (теплоизоляцию) на основе плит из блочного пенополистирола (EPS);
- утеплители (теплоизоляцию) на основе экструзионного пенополистирола (XPS);
- утеплители (теплоизоляцию) на основе феноло-формальдегидных смол;
- утеплители (теплоизоляцию) на основе высоконаполненных перлитом новолачных феноло-формальдегидных смол (порошковых PF).

В строительном комплексе используют и другие утеплители, например, пеностекло, пеноизол, применение которого является некорректным и вызывает значительные санитарно-гигиенические ограничения.

На развитие деформаций и усилий в трехслойных панелях, работающих на поперечный изгиб, существенное влияние оказывает ползучесть среднего слоя при сдвиге. Для исследования процесса деформирования при сдвиге были проведены испытания на ползучесть при постоянной нагрузке образцов PUR марки Сиспур 4055 с плотностью 46,2 кг/м³.

Образцы для испытаний изготовили в виде прямоугольных параллелепипедов размером 10 × 15 × 50 мм. Их вырезали из средней по толщине части теплоизоляции панелей, где плотность материала составляла 36,6 кг/м³. Испытания на ползучесть проводили по односрезовой схеме в диапазоне сдвигающих напряжений 0,10 ... 0,75 от кратковременной прочности пенопласта ($\tau_{кр}=0,2$ МПа). Деформации измеряли индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм и базой измерения 10 мм. Время испытаний составляло 200 сут. При каждом уровне нагрузки было испытано по пять образцов. Методика испытаний, обоснование размеров образцов разработана авторами в [1], ГОСТ 22695-77 «Панели стен и покрытий зданий слоистые с утеплителем из пенопластов. Пенопласты. Методы испытаний на прочность», ГОСТ 23486-79 «Панели металлические трехслойные стеновые с утеплителем из пенополиуретана. Технические условия».

Перед началом длительных испытаний проводили оценку прочности при сдвиге на образцах в количестве 960 единиц, что позволило провести вероятностную оценку результатов испытаний, используя [2, 3, 4, 5]. Основные экспериментальные статистики распределения прочности при сдвиге приведены в табл. 1.

Таблица 1

Статистики распределения прочности при сдвиге PUR

Среднее значение, $\tau, \text{Па} \cdot 10^5$	Начальные моменты	Центральные моменты	Основное отклонение	Основные моменты	Асимметрия	Эксцесс
2,1195	$m_1 = -0,425$ $m_2 = 1,515$ $m_3 = -1,138$ $m_4 = 8,190$	$\mu_2 = 0,334$ $\mu_3 = 0,640$ $\mu_4 = 7,799$	1,155	$r_3 = 0,415$ $r_4 = 4,383$	0,415	1,383

Анализируя статистики (оценки), приведенные в табл. 1, замечаем, что асимметрия и эксцесс имеют минимальные значения. Изменчивость $S_{\tau} = 0,194$ не противоречит условиям для восстановления результатов по закону Гаусса-Лапласа, хотя прочность при сдвиге τ является положительной величиной (предельные значения для $S_{\tau} \approx 0,33$) [3, 5].

В табл. 2 дана сводка теоретических частот распределений по Грамму-Шарлье (А, В), по Пирсону типа IV, по Пуассону, Гауссу-Лапласу.

Таблица 2

Сводка распределений вероятностей прочности при сдвиге PUR

Значения τ в середине интервала	Экспери- ментальные частоты	Теоретические частоты				
		по Грамму- Шарлье, тип А	по Грамму- Шарлье, тип В	по Пирсону тип IV	по Гауссу- Лапласу	по Пуассону
0,713333	0	0	0	2,459169	0	0
1,106667	30	15,849851	13,462541	19,861983	27,621653	73,107669
1,5	117	109,51087	160,728524	120,74130	130,85906	188,25225
1,893333	318	347,31619	303,561917	331,49877	292,94741	242,374771
2,286667	315	326,66520	278,872316	310,43099	309,88980	208,038346
2.68	144	101,28090	151,915908	126,83909	154,90187	133,924685
3,073333	25	35,610945	48,7285048	34,915415	36,587924	68,9712128
3,466667	7	15,429460	5,49212239	8,6842773	4,0836699	29,6001455
3,86	1	2,5009338	-2,65600315	2,2357047	0,2153749	10,8886249
4,253333	3	0,1491872	-1,19589072	0,6260072	0,0053675	3,50477616
Сумма	960	954,31354	958,909939	958,29272	957,11213	958,66248

На рис. 1 приведены кривые распределения вероятностей (экспериментальные, теоретические) для указанных выше распределений.

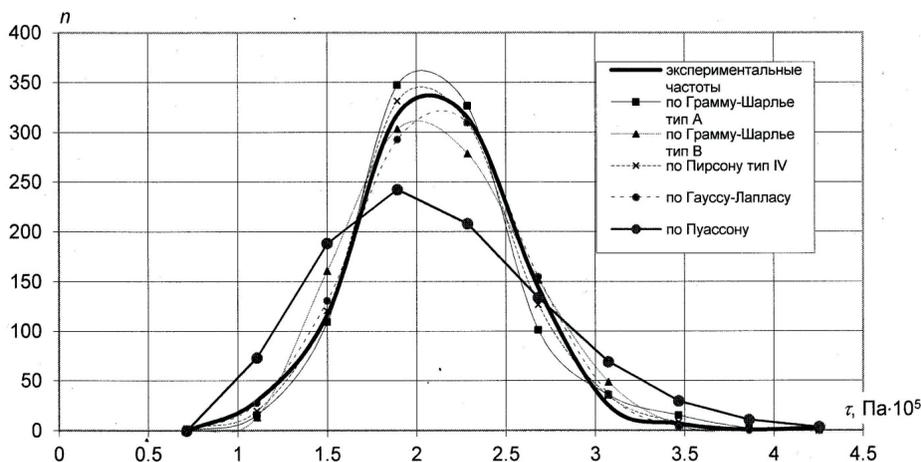


Рис.1. Кривые распределения вероятностей прочности при сдвиге PUR

Выполнена оценка сходимости экспериментальных и теоретических результатов по критериям согласия Пирсона χ^2 и Колмогорова $1-K(\lambda)$ [5] (табл. 3):

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(n_j - \bar{n}_j)^2}{n_j}, \tag{1}$$

где n_j – экспериментальные частоты распределения;
 \bar{n}_j – теоретические частоты распределения;
 λ – максимальное отклонение между экспериментальными и теоретическими результатами.

Для этого значения λ по [5] определяют параметр Колмогорова $1 - K(\lambda)$: чем больше это значение, тем выше сходимость между экспериментальными и теоретическими результатами.

Таблица 3

Оценка сходимости экспериментальных и теоретических результатов

Критерий	по Грамму-Шарлье, тип А	по Грамму-Шарлье, тип В	по Пирсону, тип IV	по Гауссу-Лапласу	по Пуассону
$1-K(\lambda)$	0,627	0,420	0,979	0,864	-
χ^2	97,198	30,205	21,05	1684	186

Далее даны определения и формулы расчета для показателей качества, связанных с длительностью воздействия нагрузки, температуры, влажности [6, 7].

Полная деформация ползучести при сдвиге с учетом упругой (мгновенной) деформации γ_0 :

$$\gamma^{\text{полз}} = \gamma_0 + \gamma^{\text{полз}}, \quad (2)$$

где $\gamma^{\text{полз}}$ – деформация ползучести при сдвиге за вычетом упругой деформации,

$$\gamma^{\text{полз}} = \gamma^{\text{полн}} - \gamma_0 \quad (3)$$

Характеристика ползучести:

$$\varphi(t) = \frac{\gamma(t)}{\gamma_0}, \quad (4)$$

где $\gamma(t)$ – относительная деформация ползучести к моменту времени t ;

γ_0 – относительная упругая (мгновенная) деформация в момент приложения нагрузки;

t – время нагружения.

Средняя скорость ползучести (функция влияния), ядро ползучести $K(t)$:

$$K(t) = \frac{\gamma_2 - \gamma_1}{t_2 - t_1} \cdot 100, \quad (5)$$

где $\gamma_2 - \gamma_1$ – относительные деформации ползучести в моменты нагружения $t_2 - t_1$.

Показатель ползучести

$$\beta(t) = \frac{\gamma_2 - \gamma_1}{\gamma_1}. \quad (6)$$

Податливость

$$\Pi(t) = \frac{1}{G(t)}, \quad (7)$$

где $G(t)$ – модуль ползучести при сдвиге, равный

$$G(t) = \frac{\tau}{\gamma(t)}. \quad (8)$$

Мера ползучести

$$C(t) = \frac{\gamma^{\text{полн}}(t)}{\tau} = \frac{\varphi(t)}{G_0}, \quad (9)$$

где G_0 – начальный (мгновенный) модуль упругости в момент загрузки.

В табл. 4 приведены значения деформаций ползучести пенополиуретана при сдвиге $\gamma^{\text{полз}} = \gamma^{\text{полн}} - \gamma_0$ при температуре 20, 40 и 60 °С и влажности 40 и 80 % при нагрузке $\tau/\tau_{\text{кр}}$ от 0,1 до 0,75 и изменении деформаций ползучести в течение 200 сут. Эти значения являлись достоверной основой для вычисления параметров качества (табл. 5) по расчетным формулам (2 - 9).

**Значения полных деформаций ползучести пенополиуретана при сдвиге
и влажности при различных уровнях**

<i>Длительность воздействия, t, сутки</i>	<i>Значения полных деформаций ползучести ППУ, γ, % при нормальных условиях, повышенной температуре T, °C и влажности W, % при соотношении $\tau/\tau_{кр}$</i>									
	<i>0,1</i>					<i>0,2</i>				
	<i>T, °C</i>			<i>W, %</i>		<i>T, °C</i>			<i>W, %</i>	
	<i>20</i>	<i>40</i>	<i>60</i>	<i>40</i>	<i>80</i>	<i>20</i>	<i>40</i>	<i>60</i>	<i>40</i>	<i>80</i>
0,00139	0,046	0,072	0,49	0,036	0,076	0,149	0,166	0,27	0,099	0,37
0,00694	0,061	0,096	0,199	0,056	0,096	0,169	0,229	0,36	0,15	0,39
0,0209	0,077	0,144	0,262	0,58	0,136	0,209	0,319	0,49	0,16	0,48
0,0833	0,101	0,214	0,374	0,076	0,186	0,300	0,489	0,75	0,20	0,64
0,4167	0,16	0,307	0,598	0,106	0,266	0,429	0,719	1,22	0,28	0,84
1,0	0,186	0,377	0,743	0,126	0,326	0,509	0,859	1,55	0,35	1,05
3,0	0,236	0,487	0,888	0,166	0,436	0,689	1,10	1,98	0,49	1,36
9,0	0,327	0,890	1,106	0,206	0,566	0,889	1,48	2,62	0,67	1,74
27,0	0,427					1,16				
100,0	0,487					1,47				
200,0	0,507					1,64				

Таблица 4

**при нормальных условиях, повышенной температуре
длительного воздействия нагрузки**

<i>Значения полных деформаций ползучести ППУ, γ, % при нормальных условиях, повышенной температуре T, °C и влажности W, % при соотношении $\tau/\tau_{кр}$</i>														
0,3			0,4					0,5				0,6	0,75	
T , °C			T , °C			W , %		T , °C			W , %		T , °C	T , °C
20	40	60	20	40	60	40	80	20	40	60	40	80	20	20
0,23	0,32	0,59	0,46	0,64	1,06	0,28	1,05	1,01	1,59	2,26	0,45	2,75	1,80	3,21
0,32	0,47	0,82	0,64	0,95	1,77	0,38	1,38	1,39	2,40	3,67	0,79	3,67	2,63	5,06
0,45	0,66	1,17	0,88	1,33	2,46	0,57	1,62	2,14	3,39	5,30	1,20	4,29	3,73	7,17
0,62	1,01	1,69	1,16	2,06	3,57	0,72	2,14	2,79	4,80	8,38	1,60	5,65	5,11	10,95
0,91	1,62	3,12	2,11	3,48	6,13	1,03	3,64	4,20	6,98	12,42	2,59	9,12	6,96	15,54
1,17	2,07	4,01	2,56	4,34	7,62	1,50	4,78	5,26	8,84	14,59	3,43	11,35	8,58	18,76
1,58	2,89	5,35	3,31	5,82	10,26	2,11	8,18	7,34	10,84	17,96	4,80	15,4	11,68	-
2,36	3,92	6,9	4,81	7,73	12,76	2,82	9,89	9,32	13,8	22,12	6,47	21,0	18,68	-
3,26			7,34					11,3						
3,98			7,87					14,6						
4,38			8,81					16,8						

Таблица 5

**Показатели качества PUR при сдвиге при различных уровнях длительного
воздействия нагрузки при температуре 20 °С**

Уровень нагрузки $\tau/\tau_{кр}$	$t, ч$	$G_{(t)}$	$\varphi_{(t)} \cdot 10^2$	$\gamma_{полн}$	$\gamma_{полз}$	$K_{(t)} \cdot 10^2$	$\Pi_{(t)} \cdot 10^2$
1	2	3	4	5	6	7	8
0,1	0	49,50495	0	0,404	0		0,0202
	0,033333	44,44444	0,11386139	0,45	0,046	138	0,0225
	0,166667	43,01075	0,1509901	0,465	0,061	11,25	0,02325
	0,5	41,58004	0,19059406	0,481	0,077	4,8	0,02405
	2	39,60396	0,25	0,505	0,101	1,6	0,02525
	10	35,46099	0,3960396	0,564	0,16	0,7375	0,0282
	24	33,89831	0,46039604	0,59	0,186	0,185714	0,0295
	72	31,25	0,58415842	0,64	0,236	0,104167	0,032
	216	27,35978	0,80940594	0,731	0,327	0,063194	0,03655
	648	24,06739	1,05693069	0,831	0,427	0,023148	0,04155
	2400	22,24669	1,20544554	0,891	0,487	0,003425	0,04455
4800	21,9539	1,2549505	0,911	0,507	0,000833	0,04555	
0,2	0	44,94382	0	0,89	0		0,02225
	0,033333	38,46154	0,16853933	1,04	0,15	450	0,026
	0,166667	37,73585	0,19101124	1,06	0,17	15	0,0265
	0,5	36,36364	0,23595506	1,1	0,21	12	0,0275
	2	33,61345	0,33707865	1,19	0,3	6	0,02975
	10	30,30303	0,48314607	1,32	0,43	1,625	0,033
	24	28,57143	0,57303371	1,4	0,51	0,571429	0,035
	72	25,31646	0,7752809	1,58	0,69	0,375	0,0395
	216	22,47191	1	1,78	0,89	0,138889	0,0445
	648	19,5122	1,30337079	2,05	1,16	0,0625	0,05125
	2400	16,94915	1,65168539	2,36	1,47	0,017694	0,059
4800	15,81028	1,84269663	2,53	1,64	0,007083	0,06325	
0,3	0	40,26846	0	1,49	0		0,024833
	0,033333	34,88372	0,15436242	1,72	0,23	690	0,028667
	0,166667	33,14917	0,2147651	1,81	0,32	67,5	0,030167
	0,5	30,92784	0,30201342	1,94	0,45	39	0,032333
	2	28,43602	0,41610738	2,11	0,62	11,33333	0,035167
	10	25	0,61073826	2,4	0,91	3,625	0,04
	24	22,55639	0,7852349	2,66	1,17	1,857143	0,044333
	72	19,54397	1,06040268	3,07	1,58	0,854167	0,051167
	216	15,58442	1,58389262	3,85	2,36	0,541667	0,064167
	648	12,63158	2,18791946	4,75	3,26	0,208333	0,079167
	2400	10,96892	2,67114094	5,47	3,98	0,041096	0,091167
4800	10,22147	2,93959732	5,87	4,38	0,016667	0,097833	

Уровень нагрузки $\tau/\tau_{кр}$	$t, ч$	$G(t)$	$\varphi(t) \cdot 10^2$	$\gamma_{полн}$	$\gamma_{полз}$	$K(t) \cdot 10^2$	$\Pi(t) \cdot 10^2$
1	2	3	4	5	6	7	8
0,4	0	35,71429	0	2,24	0		0,028
	0,033333	29,62963	0,20535714	2,7	0,46	1380	0,03375
	0,166667	27,77778	0,28571429	2,88	0,64	135	0,036
	0,5	25,64103	0,39285714	3,12	0,88	72	0,039
	2	23,52941	0,51785714	3,4	1,16	18,66667	0,0425
	10	18,3908	0,94196429	4,35	2,11	11,875	0,054375
	24	16,66667	1,14285714	4,8	2,56	3,214286	0,06
	72	14,41441	1,47767857	5,55	3,31	1,5625	0,069375
	216	11,34752	2,14732143	7,05	4,81	1,041667	0,088125
	648	8,333333	3,28571429	9,6	7,36	0,590278	0,12
	2400	7,912957	3,51339286	10,11	7,87	0,02911	0,126375
4800	7,239819	3,93303571	11,05	8,81	0,039167	0,138125	
0,5	0	31,15265	0	3,21	0		0,0321
	0,033333	23,69668	0,31464174	4,22	1,01	3030	0,0422
	0,166667	22,72727	0,37071651	4,4	1,19	135	0,044
	0,5	18,69159	0,66666667	5,35	2,14	285	0,0535
	2	16,66667	0,86915888	6	2,79	43,33333	0,06
	10	13,49528	1,30841121	7,41	4,2	17,625	0,0741
	24	11,80638	1,63862928	8,47	5,26	7,571429	0,0847
	72	9,478673	2,28660436	10,55	7,34	4,333333	0,1055
	216	7,980846	2,90342679	12,53	9,32	1,375	0,1253
	648	6,891799	3,52024922	14,51	11,3	0,458333	0,1451
	2400	5,602241	4,56074766	17,85	14,64	0,190639	0,1785
4800	5	5,2305296	20	16,79	0,089583	0,2	
0,6	0	26,54867	0	4,52	0		0,037667
	0,033333	18,98734	0,39823009	6,32	1,8	5400	0,052667
	0,166667	16,78322	0,58185841	7,15	2,63	622,5	0,059583
	0,5	14,54545	0,82522124	8,25	3,73	330	0,06875
	2	12,46106	1,13053097	9,63	5,11	92	0,08025
	10	10,45296	1,53982301	11,48	6,96	23,125	0,095667
	24	9,160305	1,89823009	13,1	8,58	11,57143	0,109167
	72	7,407407	2,5840708	16,2	11,68	6,458333	0,135
	216	5,172414	4,13274336	23,2	18,68	4,86111	0,193333
0,75	0	19,68504	0	7,62	0		0,0508
	0,033333	13,85042	0,42125984	10,83	3,21	9630	0,0722
	0,166667	11,82965	0,66404199	12,68	5,06	1387,5	0,084533
	0,5	10,14199	0,94094488	14,79	7,17	633	0,0986
	2	8,077544	1,43700787	18,57	10,95	252	0,1238
	10	6,476684	2,03937008	23,16	15,54	57,375	0,1544
	24	5,686126	2,46194226	26,38	18,76	23	0,175867

В табл. 5 даны значения показателей качества, предложенные впервые в значительном объеме, в зависимости от длительности воздействия до 200 сут (4800 ч) и напряжений сдвига $\tau/\tau_{кр} = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,75$. Они установлены при испытаниях образцов пенополиуретана при $T = (20 \dots 23)^\circ\text{C}$, влажности $W = 50 \dots 55\%$.

Результаты определения параметров качества исключительно важны для оценки в дальнейшем напряженно-деформированного состояния ограждающих конструкций с металлическими облицовками. Они являются приоритетными, и часть из них уже использованы в Своде правил «Конструкции ограждающие с тонколистовыми облицовками и эффективной теплоизоляцией» 2017 г. и ранее – в стандарте СТ СЭВ 5060-85 «Надежность строительных конструкций и оснований. Конструкции пластмассовые. Основные положения по расчету», в ГОСТ 23486-79.

Данные таблицы свидетельствуют о том, что в процессе длительного нагружения напряжениями сдвига $\tau/\tau_{кр} = 0,1 \dots 0,75$ начальный модуль сдвига G_0 уменьшается до $G_t = 5,686 \text{ Па} \cdot 105$. Значения полных деформаций ползучести $\gamma_{полн}$ возрастают с 0,404 до 26,38. Обращает на себя внимание значительная средняя скорость ползучести $K(t)$ при длительности воздействия, равном от $t = 1,033 \dots 1,16$ мин до $t = 2$ мин, что предполагает использование слабосингулярных функций влияния (ядер ползучести) при теоретических расчетах типа Ржаницына, Колтунова, Абея, Дюффинга и др. [8, 9]. Эта статистика $K(t)$, обоснованная экспериментально, была реализована авторами в работе [6]. Она оказалось весьма обнадеживающим, перспективным и необходимым, устойчивым для данного объекта исследования. В специальной литературе, посвященной термовязкоупругости конструкционной композитной теплоизоляции, сегодня отсутствуют сведения о значениях $K(t)$, поэтому сравнивать (строго) приведенные результаты по развитию $K(t)$ во времени с другими авторами не представляется возможным. Можно высказать научное предположение о том, что еще не осознаны предельные состояния (III предельное состояние) для ограждающих слоистых конструкций с эффективной теплоизоляцией, и нормы по II предельному состоянию в соответствии с СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*» подлежат глубокому научному осмыслению, корректировке, и эти данные должны быть включены в Свод правил «Нагрузки и воздействия» хотя бы в первом приближении.

Исключительно важными являются результаты изменения деформаций ползучести при сдвиге в зависимости от напряжений $\tau/\tau_{кр}$ и температуры, так как перепад температур внутри (снаружи) помещений в эксплуатационных условиях может быть до 60°C . В многопролетных панелях одновременно с воздействием ветра и температурой возникает значительное напряженное состояние.

В таблицах 4 и 5 и для большей наглядности – на рис. 2–6 приведено изменение показателей качества PUR при сдвиге в зависимости от времени нагружения t , температуры и влажности, при отношении напряжений при сдвиге $\tau/\tau_{кр} = 0,1 \dots 0,75$. Результаты исследований свидетельствуют о том, что при напряжениях $\tau/\tau_{кр} = 0,4$ и температуре 40°C , времени их воздействия, равном $t = 72$ ч, практически имеем затуха-

ющую ползучесть. При этом при $t = 216$ ч средняя скорость ползучести $k(t) = 0,000982\%$ в час, и податливость $\Pi(t)$, $\text{см}^2/\text{кгс}$, была минимальной $\Pi(E) = 0,099$ при ее начальном значении $\Pi(t) = 0,0227$. Иное положение наблюдается при $T = 60^\circ\text{C}$. Учитывая, что коэффициент размягчения PUR, связанный с химическим течением при воздействии длительных нагрузок, находится в области значений $120 \dots 150^\circ\text{C}$. Здесь отмечаем, что только лишь при напряжениях сдвига $\tau/\tau_{\text{кр}} = 0,1 \dots 0,2$ наблюдается уменьшение деформаций ползучести $\gamma_{\text{полз}}$, происходит их значительное затухание.

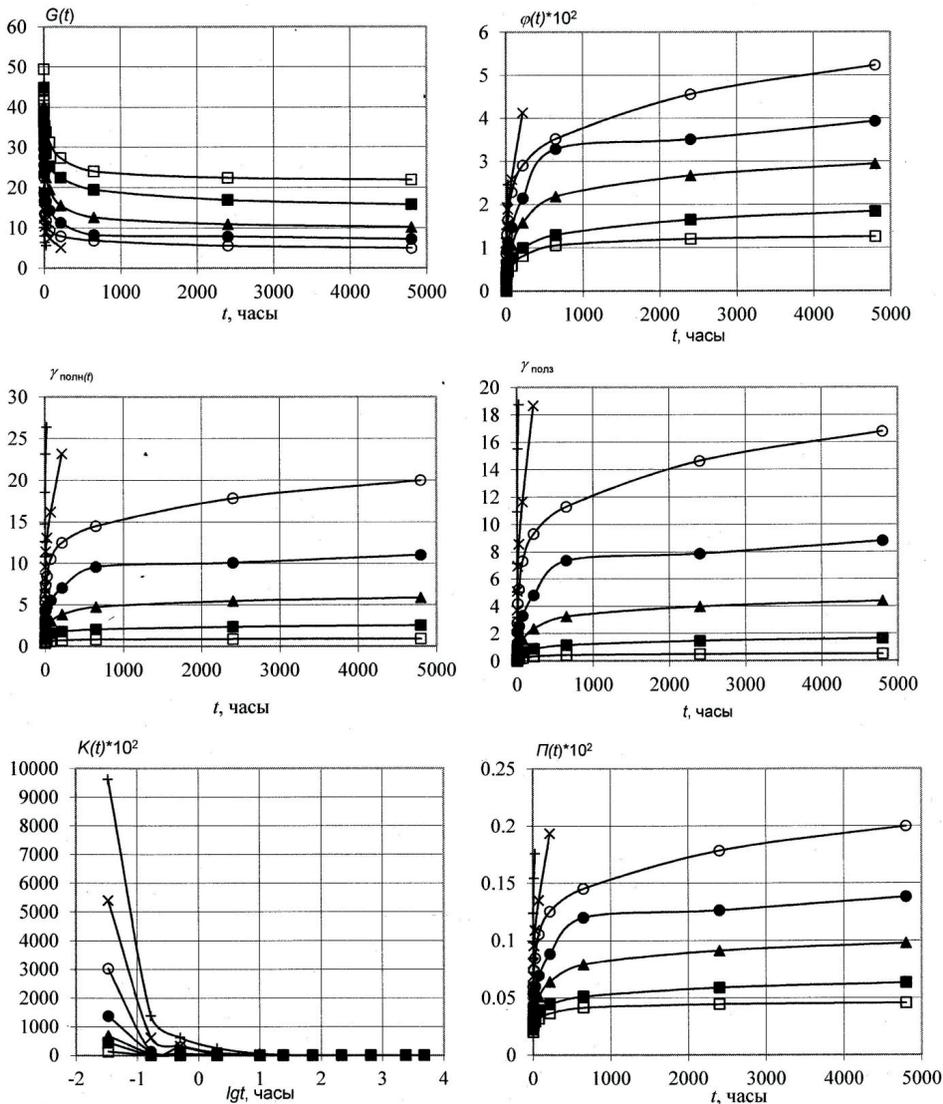


Рис. 2. Изменение показателей качества PUR при сдвиге при длительном воздействии нагрузки и температуре 20°C , при отношении $\tau/\tau_{\text{кр}}$, равном:

— \square --- 0,1; — \blacksquare --- 0,2; — \blacktriangle --- 0,3; — \bullet --- 0,4; — \circ --- 0,5; — \times --- 0,6; — $+$ --- 0,75

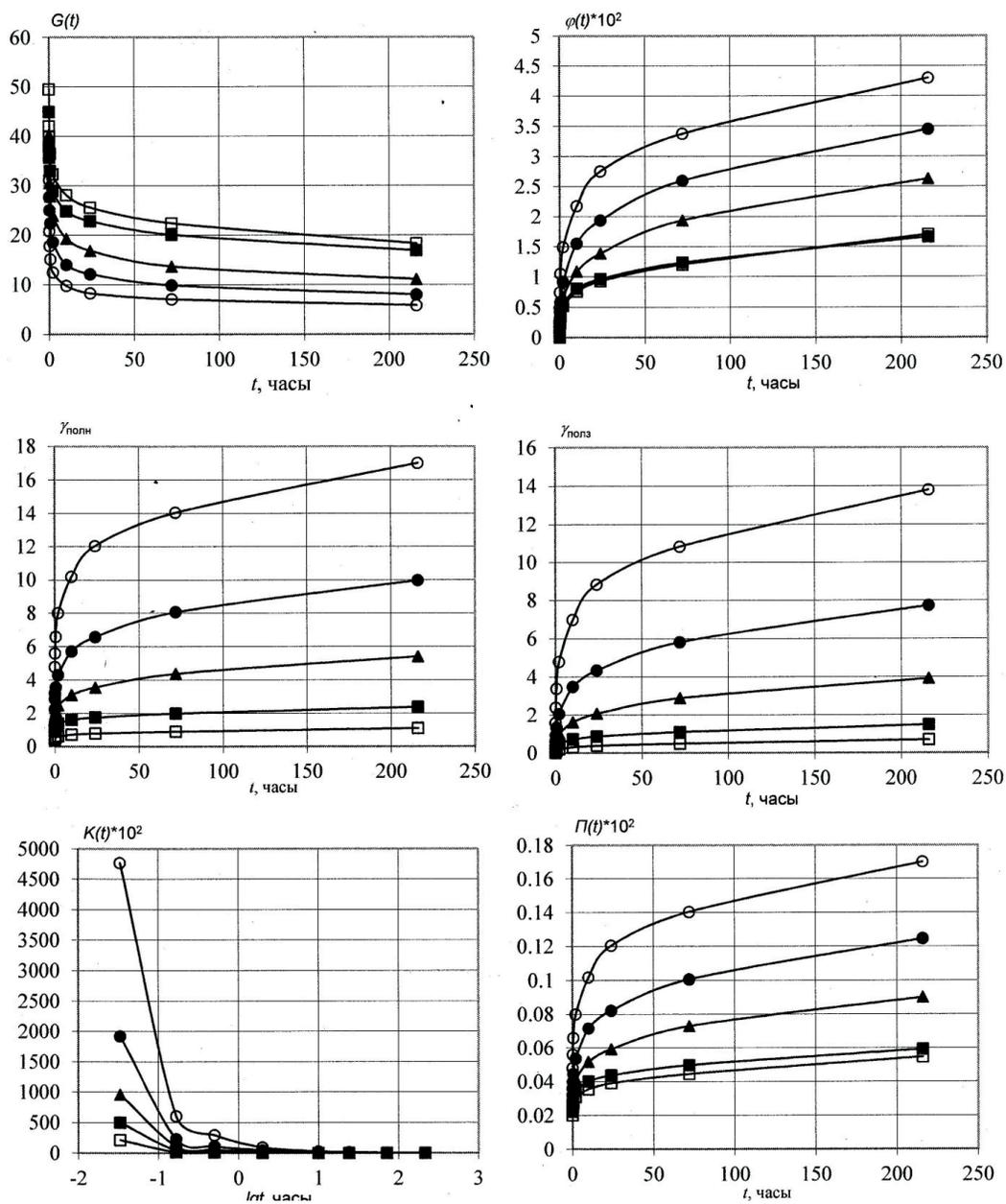


Рис. 3. Изменение показателей качества PUR при сдвиге при длительном воздействии нагрузки и температуре 40 °С, при отношении $\tau/\tau_{кр}$, равном:
 - \square --- 0,1; - \blacksquare --- 0,2; - \blacktriangle --- 0,3; - \bullet --- 0,4; - \circ --- 0,5; - \times --- 0,6; - $+$ --- 0,75

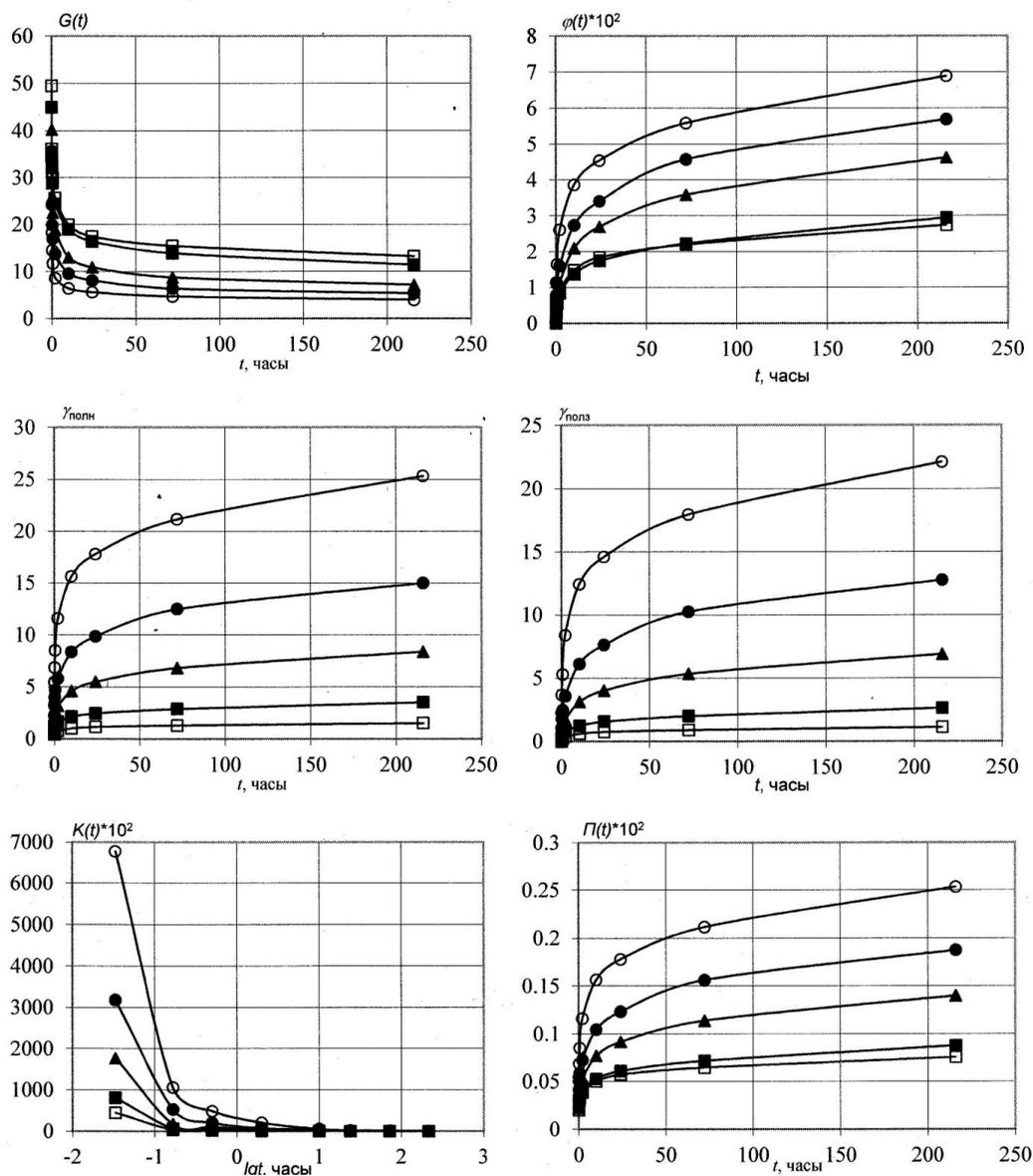


Рис. 4. Изменение показателей качества PUR при сдвиге при длительном воздействии нагрузки и температуре 60 °С, при отношении $\tau/\tau_{кр}$, равном:
 - □ --- 0,1; - ■ --- 0,2; - ▲ --- 0,3; - ● --- 0,4; - ○ --- 0,5; - × --- 0,6; - + --- 0,75

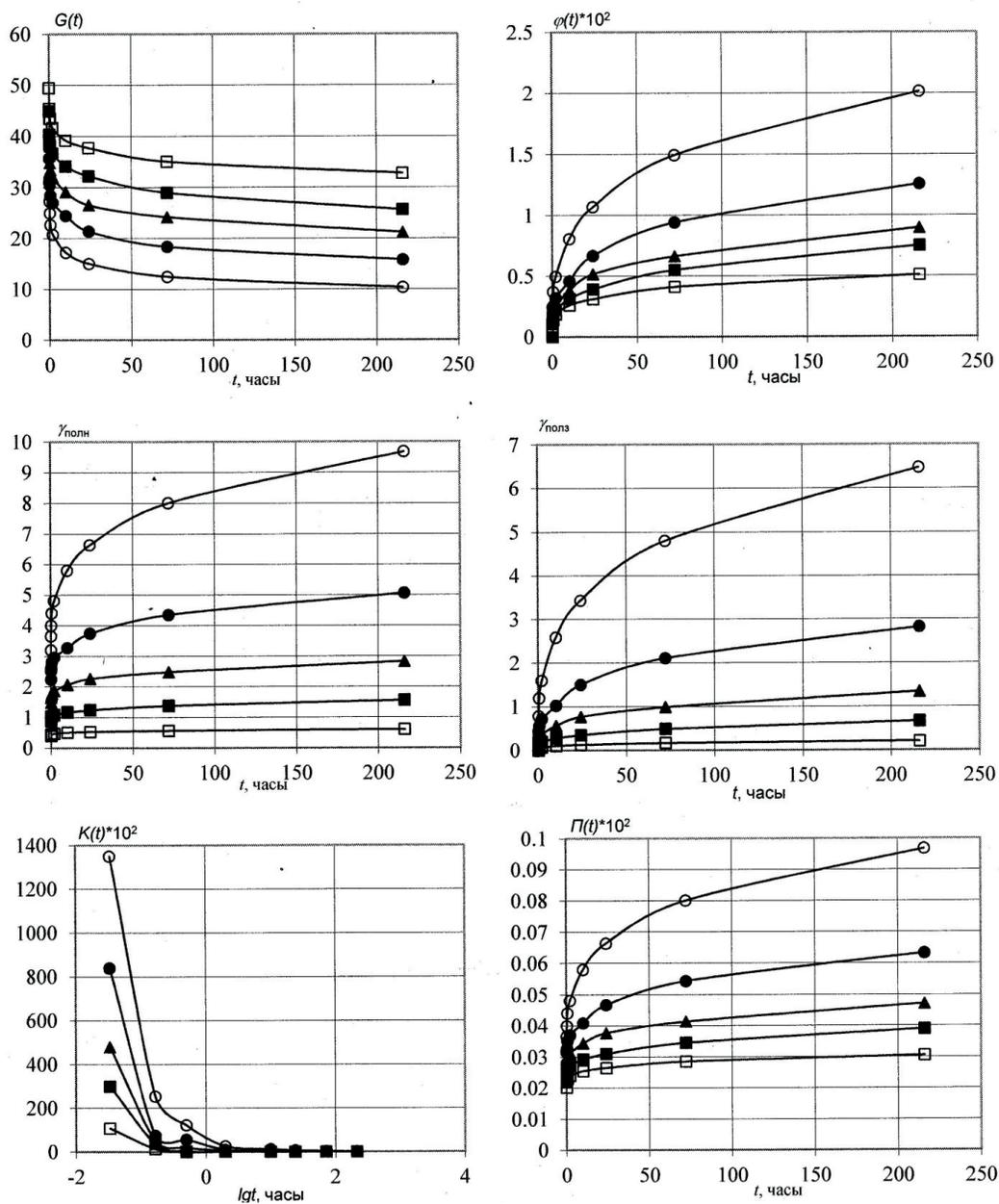


Рис. 5. Изменение показателей качества PUR при сдвиге при длительном воздействии нагрузки и влажности 40 %, при отношении $\tau/\tau_{\text{кр}}$, равном:

—□ --- 0,1; —■ --- 0,2; —▲ --- 0,3; —● --- 0,4; —○ --- 0,5; —× --- 0,6; —+ --- 0,75

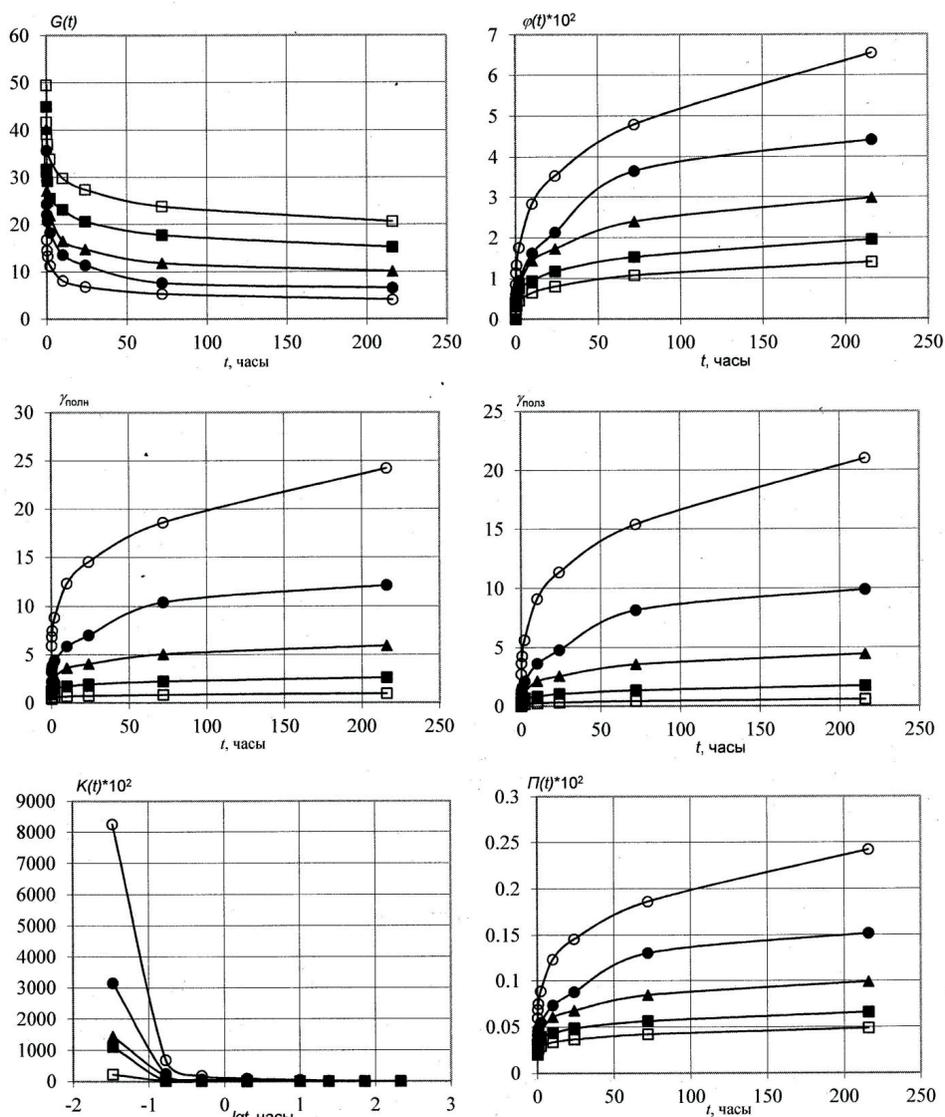


Рис. 6. Изменение показателей качества PUR при сдвиге при длительном воздействии нагрузки и влажности 80 %, при отношении $\tau/\tau_{кр}$, равном:
 -□--0,1; -■--0,2; -▲--0,3; -●--0,4; -○--0,5; -×--0,6; -+--0,75

Изменения параметров качества, приведенные на рис. 2–6, наглядно свидетельствуют о процессах ползучести пенополиуретана при стационарных воздействиях (широкополосных, узкополосных, эргодических), по которым даны предложения авторами в работе [10], в том числе по процессам, связанным с повреждаемостью, длительной прочностью, выносливостью.

Заключение

1. Исследованы показатели качества конструкционного пенополиуретана, используемого в среднем слое для теплоизоляции ограждающих конструкций с тонколистовыми металлическими облицовками – прочность, упругость, жесткость, ползучесть при температуре 20, 40 и 60 °С и влажности 40 и 80 % при нагрузке $\tau/\tau_{кр}$ от 0,1 до 0,75.

2. Дана вероятностная оценка показателей качества прочности при сдвиге по схемам Гаусса, Грамма-Шарлье, Пирсона. Показана высокая сходимость экспериментальных и теоретических результатов.

3. Представлено развитие показателей качества в широком временном интервале.

Библиографический список

1. Бобряшов В.М., Батрак В.Е., Уваров А.С. Напряженное состояние элементов трехслойных панелей с эффективным утеплителем при сдвиге // *Промышленное и гражданское строительство*. 1995. № 4. С. 46 – 48.

2. Болотин В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М.: Стройиздат, 1971.

3. Вульфсон С.З., Бобряшов В.М. К теории длительной прочности наследственных сред / *Исследования по строительной механике*. Сб. научн. тр. М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1985.

4. Когаев В.П. Расчеты на прочность при напряжениях, переменных во времени. М.: Машиностроение, 1977.

5. Митропольский А.К. Техника статистических вычислений. М.: Наука, 1971.

6. Бондарь С.В., Панферов К.В., Потапов Ю.Н., Бобряшов В.М. Экспериментальные исследования ползучести пенополиуретана при сдвиге / *Тр. ЦНИИСК: Научные исследования в области повышения качества ограждающих слоистых конструкций*. М.: Стройиздат, 1982. С. 131-137.

7. Улицкий И.И. Теория и расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом длительных процессов. Киев: Будивельник, 1967.

8. Ржаницын А.Р. Теория ползучести. М.: Стройиздат, 1968.

9. Колтунов М. А. Ползучесть и релаксация. М.: Высшая школа, 1976.

10. Бобряшов В.М., Бобряшов В.В., Бушуев Н.И. Вероятностная оценка случайной нагруженности материалознергосберегающих ограждающих строительных конструкций // *Вестник НИЦ «Строительство»*. Исследования по теории сооружений: Сб. статей. Вып.3(14) / Под ред. А.И. Звездова. М.: АО «НИЦ «Строительство». 2017.

Авторы:

Виктор Михайлович БОБРЯШОВ, д-р техн. наук, академик Российской Инженерной академии, главный научный сотрудник лаборатории легких конструкций и теплоизоляционных материалов ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Victor BOBRYASHOV, Doctor of Engineering, Academician of the Russian Engineering Academy, Senior scientist researcher of Laboratory of Lightweight Constructions and Heat Insulation, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: bobryashoff@yandex.ru

тел.: +7 (499) 174-73-28

Владимир Евгеньевич БАТРАК, канд. техн. наук, заведующий лабораторией легких конструкций и теплоизоляционных материалов ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vladimir BATRAK, Ph.D. in Engineering, Head of the Laboratory of Lightweight Constructions and Heat Insulation, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: batrakve@yandex.ru

тел.: +7 (499) 174-73-42

Виктор Викторович БОБРЯШОВ, ведущий научный сотрудник лаборатории легких конструкций и теплоизоляционных материалов ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Victor BOBRYASHOV, Leading researcher of the Laboratory of Lightweight Constructions and Heat Insulation Materials, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: bobryashoff@yandex.ru

тел.: +7 (499) 174-73-42

Николай Иванович БУШУЕВ, канд. техн. наук, проф., кафедра «Строительство объектов тепловой и атомной энергетики» «НИУ МГСУ», Москва

Nikolay BUSHUEV, Ph.D. in Engineering, Prof., Construction of thermal and nuclear energy facilities Department, National Research University – Moscow State University of Civil Engineering, Moscow

e-mail: SOTAE@mgsu.ru

ОЧЕРК ИСТОРИИ СОЗДАНИЯ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Часть 2

THE HISTORY OF THE ESTABLISHMENT OF STRUCTURAL DESIGN STANDARDS

Part 2

И. И. ВЕДЯКОВ, д-р техн. наук

К. П. ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ, д-р техн. наук

Приводятся по возможности систематизированные данные о разработке системы норм проектирования основных несущих конструкциях из металла, дерева, камня и железобетона. Рассматриваются в основном работы, выполненные в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко и НИИЖБ им. А. А. Гвоздева, которые «выросли» в начале прошлого века из «ГИС», «ВИС» и ЦНИПС.

В части 1 этой статьи (см. журнал «Вестник НИЦ «Строительство» №3 (14), 2017 г.) кратко рассмотрены история разработки строительных конструкций с древности до XX века и создание первых норм в период бурного развития строительства в начале XX века. Часть 2 посвящена нелегкому пути развития и создания норм в XX и XXI веках. Для составления очерка приняты различные научно-популярные и научные издания, список которых приводится в конце.

Современные публикации авторов норм подробно не рассматриваются, а ссылки на оригинальные работы приводятся в тексте.

Очерк предназначен для сохранения в памяти строителей самоотверженной работы ученых и инженеров XX века.

The systematic data on the system development of design standards for main load-bearing structures made of metal, wood, stone and reinforced concrete is given.

The paper mostly covers the works carried out in TSNIISK named after V. A. Koucherenko and NIIZHB named after A. A. Gvozdev.

The part 1 of this article (see the journal 'Vestnik NITS Construction' №3 (14), 2017) considers the history of the development of building structures from ancient times to the XX century. The creation of the first standards in the period of rapid development of construction in the early of XX century is also presented. The part 2 is dedicated to the difficult way of development and creation of standards in the XX and XXI centuries. For the compilation of the essay the authors considered various scientific and popular&scientific publications listed below.

Modern publications of the authors of the standards are not described in detail and the references to original works are given in the text.

The paper is dedicated to the sacrificial work of scientists and engineers of the twentieth century.

Ключевые слова:*История, нормы проектирования, перспективы развития***Key words:***Design standards, history, prospects*

В части 1 статьи были изложены предпосылки создания норм проектирования в связи с широкомасштабным строительством производственных и гражданских зданий для индустриализации России. Здесь рассматриваются принципы разработки расчетов по предельным состояниям.

Каменные конструкции

В СССР систематическое экспериментальное изучение каменных конструкций было начато в 1932 г. в ЦНИПС. На основе этих работ (1932-1939 гг.), изданы нормы проектирования каменных конструкций.

В 1939 г. проф. Л.И. Онищиком издан первый учебник на основании отечественных экспериментальных материалов, в основном полученных сотрудниками ЦНИПС:

1. Ст. научный сотрудник, канд. техн. наук Семенцов С.А.

- Работы по составлению и обоснованию проекта норм проектирования каменных конструкций. Исследования прочности кладки из крупных блоков, исследование балок-стенок и др.

2. Ст. научный сотрудник, канд. техн. наук Шишкин А.А.

- Исследование прочности кладки из естественных камней и бутобетона.

3. Ст. научный сотрудник, инж. Котов И.Т.

- Исследования прочности и упругих свойств кладки из кирпича и мелких блоков.

4. Ст. научный сотрудник, инж. Камейко В.А.

- Исследования прочности армированной кладки с сетчатым и продольным армированием и железобетонных балок.

5. Ст. научный сотрудник, доц. Кравченя Н.И.

- Исследования прочности кладки при внецентренном сжатии и прочности многослойных кладок.

Первые (Единые) нормы были разработаны Л.И. Онищиком уже в 1930 г. Эти нормы (ОСТ 900-38-39) были уточнены в 1939 г.

До 1939 г. для расчета каменных конструкций использовался метод расчета по допускаемым напряжениям. Разработанный под руководством Л. И. Онищика в 1939 г. отраслевой стандарт по форме сохранил метод расчета каменных конструкций по допускаемым напряжениям. Однако по существу уже в этом документе был установлен метод расчета по разрушающим нагрузкам. В 1943 г. в нормах проектирования каменных конструкций был окончательно как по форме, так и по существу принят этот метод расчета.

Формула Л. И. Онищика прочности кладок при сжатии имеет вид

$$R_u = AR_1 \left(1 - \frac{a}{B + \frac{R_2}{R_2}} \right),$$

где R_u, R_1, R_2 – пределы прочности при сжатии соответственно кладки, камня и раствора; $A = (100 + R_1)/(100m + nR_1)$ – конструктивный коэффициент, характеризующий максимальную, теоретически возможную (конструктивную) прочность кладки, которая соответствует бесконечно большой прочности раствора ($R_2 \rightarrow \infty$); здесь R_1 имеет размерность кгс/см², при размерности в МПа коэффициенты 100 в формуле заменяют на 10; a, v, m, n – коэффициенты, зависящие от вида камня (табличные значения).

В этой формуле эмпирические коэффициенты A, a и B имеют определенные значения для каждого вида кладки. Здесь уже допускаются пластические деформации каменной кладки, выражающиеся в повышении расчетных сопротивлений по сравнению с упругим расчетом.

Деревянные конструкции

Параллельно с разработкой норм проектирования металлических, железобетонных и каменных конструкций велась большая работа по нормам для проектирования широко распространенных тогда деревянных конструкций. Была создана лаборатория деревянных конструкций с небольшим штатом сотрудников, экспериментальные исследования были продолжены и уже в 1929 г. разработаны первые «Технические условия и нормы деревянного строительства». Они сразу же были переизданы в США как первые и единственные нормативные материалы *по деревянным конструкциям*. Сначала применялись непродуманные, устаревшие решения соединений, что приводило к хрупкому разрушению. Г.Г. Карлсен разрешил эту задачу, предложив и всесторонне обосновав «принцип дробности».

Эффективность этого принципа обеспечивалась посредством создания вязкой работы соединения за счет равномерного распределения усилий между многими параллельно работающими связями.

Конкретными видами приложения «принципа дробности» стали предложенный секцией деревянных конструкций (ДК) переход от цельных деревянных ДК к дощатым и даже к фанерным, переход от болтовых и деревянных шпоночных соединений к гвоздевым и клеевым, переход от гладкой кольцевой шпонки к зубчато-кольцевой, а впоследствии – к штампованной кольцевой шайбе, разработанные в лаборатории ДК.

Этот принцип не только обеспечил расширение области применения ДК при существенном снижении расхода металла, но и позволил значительно увеличить надежность ДК в эксплуатации даже при низкой квалификации исполнителей.

Были выполнены обобщения разработки деревянных конструкций, собраны и классифицированы все новейшие достижения в области ДК, формы конструктивных решений.

Разработаны и исследованы принципиально новые конструктивные решения сопряжений (гвозди крестового сечения, зубчато-кольцевые шпонки, новые виды врубок и др.), принципиально новые формы покрытий больших пролетов; проведены экспериментальные и теоретические исследования. Все это дало возможность выпустить новые «Технические условия и нормы проектирования и возведения деревянных конструкций (1931 г.), ставшие развитием первых норм (1929 г.). Своеобраз-

ным отчетом об этой большой работе был выпуск Строительного бюллетеня (№50 от 20.05.1932 г.).

Венцом работы сектора ДК была разработка и практическое осуществление впервые в истории строительства разнообразных форм пространственных дощато-гвоздевых конструкций типа оболочек. Осуществлены впервые в 1930-1931 гг. в виде тонкостенных сводов-оболочек, башен-оболочек высотой до 20-30 м, тонкостенных для градирен и ребристых для водонапорных башен, а также куполов-оболочек. В основу всех этих форм положены принципы многорешетчатых систем И.П. Кулибина (опубликованные им в 1799 г.).

Обычно идея новой конструкции выносилась на обсуждение научных работников сектора ДК, обсуждались все положительные и отрицательные стороны. Затем по принятому варианту конструкции изготовлялась модель и производилась экспериментальная проверка.

Примером такой работы может служить разработка большепролетного свода-оболочки.

Решение в дереве тонкостенного свода-оболочки было предложено и запатентовано Генрихом Георгиевичем Карлсеном и его учениками инженерами М.Е. Каганом, и П.Н. Ершовым.

В итоге после больших изменений в конструкции М.Е. Каганом и его коллегами инженерами П.Н. Ершовым, В. М. Коченовым, А.В. Леняшиным и И.Л. Цыпленковым разработана принципиально новая ребристая форма деревянного свода-оболочки пролетом 100 м.

Немецкие специалисты категорически заявили, что эта конструкция в дереве практически неосуществима. Тем не менее, благодаря усилиям всего коллектива секции ДК под непосредственным руководством М.Е. Кагана в конце 1935 г. ребристый свод-оболочка пролетом 100 м был построен на авиазаводе №84 и принят в эксплуатацию.

Это был триумф не только секции ДК, но и отечественной инженерной мысли. Директор ЦНИПС считал необходимым доложить наркому тяжелой промышленности С. Орджоникидзе как об «одном из лучших достижений комплексного ЦНИИ промышленных сооружений...».

Уточненный статический расчет свода был выполнен В.З. Власовым – автором впервые разработанной моментной теории оболочек.

После этой внушительной победы руководимого Г.Г. Карлсеном коллектива началось широкое внедрение в практику сводов-оболочек подобного типа по всей стране: ангары, цеха, вокзалы, спортзалы, выставочные павильоны и др.

При этом Г.Г. Карлсен часто выезжает на стройки, консультирует и решает многие вопросы как конструктивного, так и производственного характера.

С. Орджоникидзе, высоко оценивший деревянные конструкции сказал: «Ведь под легкими деревянными крышами мы построим нашу тяжелую индустрию». После этого коллектив разработал свод-оболочку длиной 202 м. шириной 80 м, высотой 24 м и построил её модель 1:10, которая была испытана и представлена на выстав-

ке. Эта конструкция получила самые восторженные отклики специалистов не только в нашей стране. Тогда же А. Ф. Лолейт (создатель теории расчета железобетонных конструкций), выступая перед учеными и специалистами в области строительных конструкций, отметил: «То, что сделано в дереве, превышает своей смелостью все то, о чем мы имели до сих пор представление».

С 1943 года Г.Г. Карлсенем были построены многие сооружения для фронта: фортификационные сооружения, мосты, понтонные переправы, новые типы наплавных и подводных мостов, новые конструкции ледорезов и др.

Накопленный опыт потребовал его обобщения и публикации для работы инженеров-строителей и проектировщиков, а также для студентов.

В 1937 г. коллективом авторов под руководством Г.Г. Карлсена подготовлен и издан большой раздел «Деревянные конструкции» объемом 180 листов в 6-томном справочнике проектировщика промышленных сооружений «Промстройпроекта», а затем – еще ряд объемистых учебников курса «Деревянные конструкции» авторским коллективом: проф. Г.Г. Карлсен, доценты к. т. н. В.В. Большаков, М.Е. Каган и Г.В. Свенцицкий.

Начало систематического нормирования в строительстве

В 27 лет А.Ф. Лолейт, уже имевший квалификацию математика-теоретика, был полностью поглощен идеей «правильного обоснования размеров конструкций в коих столь разнородные по своим природным свойствам материалы, как бетон и железо, сочетаются в один монолит». В первые годы своей деятельности, с 1892 по 1895 гг. он построил изящные по своей конструкции трубы под насыпью железной дороги, переходные мостики и зонтообразный свод в здании Верхних торговых рядов в Москве.

В 1895 г. он сформулировал программу деятельности всей своей жизни «посвятивши себя специально изучению этого предмета – борьба с мертвыми массами в сооружении есть нравственный долг зодчества: ведь его задача строить не только прочно, но и дешево».

Так как конкурентоспособность на строительном рынке определялась стоимостью и прочностью предлагаемых конструкций, приходилось в каждом отдельном случае искать для них наиболее экономное, оптимальное по стоимости и несущей способности решение, что в высшей степени содействовало как изысканию наиболее рациональных конструкций, так и усовершенствованию приемов производства работ.

В 1904 г. А.Ф. Лолейт доложил Московскому архитектурному обществу свою работу «О коэффициенте прочности железобетонных сооружений».

В 1908-1909 гг. А.Ф. Лолейт разработал безбалочные перекрытия с утолщениями над колоннами и волнообразным расположением арматуры. В качестве обоснования своего решения он предложил приближенный метод расчета плиты как скрецающихся надколонных и пролетных полос. В двадцатых годах немецкие специалисты дали расчет этих перекрытий, основанный на теории упругости. Этот расчет привел к почти полуторному утяжелению перекрытий. В результате этих работ А. Ф. Лолейта безбалочные перекрытия стали проектировать по нашим советским нормам.

Было показано, что напряжения в растянутом бетоне при изгибе в упругой стадии получаются малыми только потому, что отношение $n = E_a/E_o$ было принято равным 25, а значит, модуль упругости бетона был принят очень низким. Правда, говорил Лолейт далее, есть конструкторы, которые считают возможным принимать n равным даже 40, но столь низкие величины модуля упругости бетона (при $n = 40$ и $E_a \approx 200000$ кгс/см²) были «открыты» лишь после изобретения железобетонных конструкций, когда понадобилось найти способ для объяснения противоречий между теорией и данными опытов. Лолейт выполнил сравнительные расчеты балки по упругой стадии работы, принимая $n = 25$ и $n = 8$ (по его данным) и, воспользовавшись любившейся ему гипотезой Консидера, построил соответствующие эпюры напряжений в расчетном сечении, нашел для каждой положение нейтрального слоя.

Затем он заявлял: «из сопоставления эпюр ясно, какое разнообразие в распределении напряжений получается для одной и той же величины момента в зависимости от того, будет ли для расчета применена гипотеза Навье, полагая $n = 25$ и $n = 8$; или гипотеза Консидера» – и продолжил – «совершенно иное получается, если рассматривать мгновенное равновесие, предшествующее моменту разрушения: так как бетон при этом перестает принимать участие в сопротивлении растяжению, то тем самым устраняется из расчета фактор, приводивший к неопределенности разрешения задач, нейтральная ось занимает совершенно определенное положение, характеризующее 3-й период деформации. Если принять величины *временных* сопротивлений для железа – разрыву $\sigma_a = 3600$ кгс/см², для бетона – сжатию $\sigma_o = 200$ кгс/см², то нетрудно увидеть, что при имеющемся в рассматриваемом случае соотношении между размерами бетона и сечением арматуры, подверженной растяжению, разрушение произойдет вследствие достижения железом величины временного сопротивления σ_a при наибольшей, так сказать, критической величине изгибающего момента в опасном сечении».

Цитированное настолько опережало уровень науки о железобетоне в 1904 г., вносило такую поправку к известной дате начала работ по пересмотру теории железобетона, что может показаться неправдоподобным. Следует, однако, иметь в виду, что между этой работой и предложениями 1930-1932 гг. нельзя ставить знак равенства. Она была эскизом к тому произведению талантливого мастера, какое еще будет создано после новых опытов, теоретических разработок и вопреки ожесточенной критике, непонимания, ревнивого недоброжелательства и использования недостаточности экспериментальных обоснований, действительно имевших место [2].

Теоретические недостатки классической теории железобетона и неэкономичность получаемых с её помощью решений нуждались в их устранении или хотя бы в исправлении, особенно в части повышения экономичности железобетонных конструкций. При масштабах строительства в СССР это было жизненно необходимо.

В 1928 г. Комиссия по строительству при СТО (Совет труда и обороны) поручила А.Ф. Лолейту составить проект новых технических условий и норм на основе отзывов разных ведомств и учреждений, получаемых в разное время, на первоначальный проект, составленный Бюро нормирования Госплана СССР в 1926 г.

Однако эти отзывы и замечания были весьма разноречивыми, а в самих технических условиях и нормах «не было принципиальной установки ни в одних из существующих в настоящее время во всем мире норм».

Поэтому А.Ф. Лолейт составил проект технических условий и норм так, как он считал это нужным на основании своей 38-летней практики.

Этот проект был издан в 1929 г. под названием «Технические условия и нормы проектирования и возведения бетонных и железобетонных сооружений», а в апреле 1930 г. был вынесен на обсуждение Первой Всероссийской конференции по бетону и железобетону в Москве. С докладом «Новый проект норм» выступил А.Ф. Лолейт.

Центральным пунктом прений, развернувшихся на конференции вокруг проекта ТУ и Н, была гипотеза Консидера, на которую А.Ф. Лолейт опирался еще в ранних своих работах.

Стремление к повышению экономичности железобетона пришло с обогащением знаний о нем и проявилось прежде всего в снижении коэффициентов запаса. С 1908 по 1934 гг. допускаемые напряжения для арматуры повысили с 800 до 1250 кгс/см², величину отношения R/σ_0 постепенно уменьшили с 6 до 2,5. Но допустимо ли это, можно ли увеличивать допускаемые напряжения и дальше, и где граница их увеличению? На эти вопросы ответов не было, так как запасы (величины отношений σ_m/σ и R/σ_0 для стали и для бетона назначали отдельно, а величина запаса в цельном расчетном железобетонном сечении оставалась неизвестной.

Постепенно выяснилось, что многие благополучно существовавшие конструкции давно должны были разрушиться. Железобетон оказался вдруг в положении майского жука, который по теории летать не может, и виноват в этом, конечно, не жук, а теория.

Классическая теория была не в состоянии оценить изменение напряжений в арматуре и бетоне из-за пластических деформаций бетона. По мере расширения знаний об арматуре, бетоне и железобетоне выяснились дефекты научных основ классической теории: модуль упругости бетона – величина непостоянная, зависящая не только от величины, но и от знака напряжений. Поэтому $n = E_a/E_c$ – также величина переменная. К железобетону неприменимы ни закон Гука, ни гипотеза плоских сечений. Бетон растянутой зоны при расчетах по допускаемым напряжениям, т.е. на стадии эксплуатации конструкции, еще не полностью выключается из работы на растяжение, и это вносит новое несоответствие между расчетным и истинным поведением конструкции под нагрузкой, недостатки которой с научной точки зрения становились все очевиднее, а с практической – всё нетерпимее. Они были особенно нетерпимы в государстве, где строительство вели в невиданных до этого масштабах; где повышенные расходы материалов оборачивались многозначными числами тонн и кубических метров; где повышение спроса приносило не добавочные доходы частным фирмам, поставлявшим арматурную сталь или цемент, а оборачивались общегосударственными убытками, невозвратными потерями, сдерживавшими наращивание темпов и объемов строительства.

Причина недостатков классической теории железобетона, но не его самого, в том, что на новый комплексный материал, состоящий из столь разнородных порознь стали

и бетона, распространили классические законы, не полностью справедливые даже для однородных и упругих материалов, таких как сталь или, в еще меньшей степени, дерево. Распространили не по чьему-то недомыслию, а в силу объективных законов развития науки: от известного к неизвестному.

Классическая теория ни раньше, ни позднее не довела до конца решения важнейшей задачи каждого расчета о величине запаса прочности конструкции. Но пока материалы были достаточно однообразны, а знания о железобетоне скудны, вопросов е его экономичности ни у кого не возникало.

Активнейший общественник А.Ф. Лолейт – в числе нескольких инициаторов создания Института сооружений (позднее – ЦНИПС, ныне ЦНИИСК и НИИЖБ), где с мая 1927 г. он – заместитель директора по научной части, а позднее – председатель Технического совета института.

На самом деле А.Ф. Лолейт отстаивал не саму гипотезу Консидера, а необходимость учета распределения напряжений в сечении непропорционального деформациям, и очертания эпюры внутренних сил по некоторой ломаной, т.е. по стадии разрушения.

После долгих обсуждений было принято решение о пересмотре норм, где А.Ф. Лолейт, учтя не совсем четкие предложения Эмпергера и Остенфельда на II Всесоюзной конференции по бетону и железобетону в Ленинграде (февраль 1932 г.), заявил: «Не только для железобетона, но и для дерева, и для стали мы никогда не уясним правильного отношения к конструкции до тех пор, пока не будем рассматривать стадии разрушения».

Опытная проверка предложений А.Ф. Лолейта проводилась Институтом сооружений и ЦНИПС сначала под его руководством, а после его смерти (4 июля 1933 г.) – под руководством А. А. Гвоздева. Результаты опытных и теоретических исследований были опубликованы в апреле 1934 г. в работе «О пересмотре способов расчета железобетонных конструкций» и были доложены в 1934 г. на III Всероссийской конференции по бетону, железобетону и каменным конструкциям.

Два одновременных предложения А.Ф. Лолейта были отделены друг от друга и было четко показано, что расчет по стадии разрушения не связан со спорными предложениями о повышенной растяжимости армированного бетона.

В результате в период весьма активных нападков на А.Ф. Лолейта и возникновение новых теорий других авторов А.А. Гвоздев во всеоружии результатов экспериментов и собственных воззрений смело и настойчиво заявил: «Я считаю своевременным теперь же перейти для расчета на изгиб на метод проф. А.Ф. Лолейта».

Резолюция III Харьковской конференции в 1934 г. закрепила победу предложений А. Ф. Лолейта, утвердила первенство отечественной науки в развитии железобетона. Конференция постановила: «Вполне проработанным и достаточно зрелым для внесения в практику строительства следует считать вопрос о расчете изгибаемых элементов по стадии разрушения».

В конце концов уже после смерти А.Ф. Лолейта, в 1938 г. в лаборатории А.А. Гвоздева был разработан проект норм расчета железобетонных конструкций по стадии разрушения.

В 1943 г. в лаборатории образовалась группа специалистов, занимавшихся систематически всесторонним исследованием упругопластических деформаций и явлений ползучести бетона (М.С. Боришанский, С.В. Александровский, А.В. Яшин и др.), работы которой внесли большой вклад в разработку и практическое их использование.

В 1927 г. В.М. Келдыш считал правильными расчеты на основании математической теории упругости, в 1943 г. он уже писал в книге «Введение в теорию расчета конструкций по предельному состоянию»: «...Так произошло, например, с безбалочными железобетонными перекрытиями. Еще в начале века были установлены размеры этих перекрытий чисто экспериментальным образом. В двадцатых годах немецкие специалисты дали расчет этих перекрытий, основанный на теории упругости, этот расчет привел к почти полуторному утяжелению перекрытий».

Первые нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций мостов разработаны проф. Н.А. Белелюбским, однако размах строительства потребовал скорейшей разработки норм для многообразия различных сооружений, и в 1929 г. Строительный комитет ВДНХ организовал высшие курсы подготовки специалистов, где А.Ф. Лолейт выступил с докладами «Экономические предпосылки для применения железобетона» и «Современные воззрения на природу бетона и железобетона».

Технический уровень норм того времени все же во многом не удовлетворял возросшим масштабам и требованиям в области железобетона, жизнь настоятельно требовала научного и материально-технического обеспечения для его широкого применения.

А. А. Гвоздев в возрасте 30 лет был приглашен на работу в ГИС с первых дней его образования, заняв должность заведующего отделом расчетов и конструкций, но вскоре возглавил вновь созданную лабораторию железобетонных конструкций.

В 1931 г. ГИС было решено переименовать во Всесоюзный государственный научно-экспериментальный институт гражданских, промышленных и инженерных сооружений (ВИС), который вскоре постепенно разделился на три института, которые вошли в состав Центрального института промышленных сооружений (ЦНИПС), образовавшегося в 1932 г. С этого времени лаборатория железобетонных конструкций начала работать под вывеской института до 1957 г. при бессменном руководстве А.А. Гвоздева.

Первым обязательным всесоюзным документом в области железобетона стали технические условия и нормы проектирования и возведения железобетонных и бетонных конструкций и сооружений, изданные в 1931 г. Этот документ был разработан комиссией под председательством С.З. Гинзбурга, в которую входили профессор Н.М. Беляев, Е.Н. Жемочкин, В. М. Келдыш, А.Ф. Лолейт, П.Л. Пастернак, инж. А.А. Гвоздев, инж. Б.Г. Скрамтаев и др.

А.А. Гвоздев отлично понимал, что разработка методов расчета железобетонных конструкций опиралась тогда на разносторонние эксперименты, которые проводились в ряде европейских стран и в Америке. Он уделял особое внимание созданию собственной экспериментальной базы, на которой можно было бы испытывать конструкции в натуральную величину. Такая база, хотя и скромная, была создана сначала в районе Марьиной Рощи, а после войны вошел в строй комплекс зданий в Вешняках.

Проведенная в марте 1933 г. дискуссия в форме «суда» в результате прений профессоров В.М. Келдыша, А.Ф. Лолейта, Б.Г. Скрамтаева приняла решение о необходимости и неизбежности создания промышленности сборного железобетона.

Работы А.А. Гвоздева дали неоценимо много для изучения напряженно-деформированного состояния бетона при плоском и сложном напряженном состоянии и были направлены на практическое использование явлений усадки, ползучести и пластических явлений в бетоне при расчете бетонных и железобетонных конструкций. Ползучесть и трещинообразование обеспечивают появление в конструкциях пластических шарниров и перераспределение внутренних усилий.

А.А. Гвоздев предложил записать основные уравнения линейной теории ползучести бетона как упруго-ползучего тела при одноосном напряжении для определения деформаций при действии длительного нагружения в форме двучлена:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{\tau_1}^t \frac{\sigma(\tau)}{E(t)} L(t, \tau) d\tau,$$

$$\frac{\sigma(t)}{E(t)} = \varepsilon(t) + \int_{\tau_1}^t \varepsilon(\tau) R(t, \tau) d\tau,$$

учитывающего мгновенно возникающую деформацию, определяемую с учетом закона Гука, и деформацию ползучести, определяемую «историей» нагружения, и до верхнего предела времени t .

В одном из своих последних выступлений в 1980 г. на Научно-техническом совете НИИЖБ А. А. Гвоздев поделился своими далеко идущими соображениями о некоторых актуальных направлениях в теории деформирования и длительной прочности бетона с целью прогнозирования более точных значений ползучести и длительной прочности бетона при сложных нагружениях.

Эти направления возглавляет сейчас Н.И. Карпенко.

Заслуживает особого упоминания история создания предварительно напряженных железобетонных конструкций, автором которых в нашей стране является д-р техн. наук, проф., В.В. Михайлов. Известна его наиболее ранняя публикация «Напряженно армированный железобетон». Загиз, Тбилиси 1933г. В дальнейшем разработки В.В. Михайлова развивали К.В. Сахновский, 1960г., Н.М. Ливанов, 1960г., Е.А. Троицкий и др. В ЦНИПС оригинальные конструкции предварительно напряженных круглых железобетонных резервуаров были предложены д-ром техн. наук, проф., К.В. Михайловым, 1949г. Затем уже в НИИЖБ были созданы технологические и конструкторские лаборатории, где работали признанные теперь специалисты Б.В. Гусев, А.И. Звездов, Г.М. Мартиросов и многие другие, создавшие фундамент нашей промышленности прогрессивных железобетонных конструкций. Результаты их исследований вошли отдельной главой в СНиП II-V.1-62 «Бетонные и железобетонные конструкции». Нормы проектирования, которые основаны на использовании метода предельных состояний при расчетах.

Металлические конструкции

Сначала ЦНИПС приходилось вести в основном *консультационную работу* из-за нехватки исполнителей, второй момент работы института – момент проектировочный, т.е. опытное или экспериментальное проектирование. В конце 1935 г. Н.С. Стрелецкий считал, что сейчас описанная эпоха принципиально считается уже изжитой. Лозунг «освоения» – один из основных лозунгов второй пятилетки – в первую очередь требует полноценного анализа работ первой пятилетки, поэтому развитие *аналитического метода* есть основная и принципиально самая важная задача научно-исследовательской работы в строительстве. Принципиальное различие современной эпохи от эпохи ближайшего прошлого первой пятилетки с рассматриваемой точки зрения состоит в том, что теперь им являются объекты анализа в виде готовых строительных решений, которые проверяются жизнью в процессе эксплуатации.

Принципиально важным в период директорствования Н.С. Стрелецкого является начало в ЦНИПС целенаправленных работ по созданию нового метода расчета строительных конструкций.

Стало очевидным несовершенство методов проектирования, хотя уже были осуществлены многочисленные выдающиеся на тот момент времени сооружения – мосты Н.А. Белелюбского, Ф.С. Ясинского. Были разработаны первые нормы бетонных и железобетонных конструкций (1911 г.).

Особого внимания заслуживает дальнейшая жизнь одного из главных детищ Н.С. Стрелецкого – методики расчета по предельным состояниям. Эта методика распространилась по всему миру (хотя формы её использования в нормах различных стран и объединений несколько различаются).

Методика поможет правильно понимать назначение различных расчетов и совершенствовать их. На рубеже 60-70-х годов НТО стройиндустрии организовало под руководством видного ученика Н.С. Стрелецкого – А.В. Геммерлинга – Комиссию по развитию методики предельных состояний. А.А. Гвоздев внес в методику важное уточнение – раскрыл понятие «несущая способность», и четко отделил ее от «эксплуатационной пригодности». Соответственно, и классификация предельных состояний стала четче по степени опасности. Большое развитие получили деформационные критерии различных предельных состояний, в том числе и прочностных.

В 1966 г. на Второй конференции по надежности в Вильнюсе сын Н.С. Стрелецкого – Н.Н. Стрелецкий – сформулировал критерий ограниченных предельных деформаций для расчетов стальных конструкций на прочность. Работы по реализации этого критерия были выполнены в ЦНИИ «Проектстальконструкция», Одесском инженерно-строительном институте (Н.Л. Чернов), ВНИИ транспортного строительства (А.А. Потапкин), ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (Г.Е. Бельский) и обеспечили значительную экономию стали.

Из электроники, машиностроения, самолетостроения пришла в строительство молодая теория надежности. Некоторые специалисты усмотрели в ней конкурентку методике предельных состояний, но очень скоро стало ясно, что они ошибались: теория надежно-

сти может дать методике предельных состояний вероятностные основы и значительно усовершенствовать нормы расчетов строительных конструкций по предельным состояниям. Этим и занимаются сейчас ученики и последователи Н.С. Стрелецкого.

В работах 1936 г. появились новая методика расчета конструкций, «Расчет конструкций в свете учета пластических деформаций», «Новые единые нормы по проектированию металлических конструкций». В них даны всесторонний анализ строительных металлических конструкций и прогноз конструктивной формы промышленных сооружений, который в значительной степени оправдался. По его инициативе появились новые конструкции прутковых и шпренгельных прогонов, подкрановых балок, ригелей рам. Оказались эффективными и конструкции из стали разных марок: в сквозных конструкциях пояса выполняли из стали повышенной или высокой прочности, а стенки – из малоуглеродистой стали.

В 1942–1944 гг. Н.С. Стрелецкий показал целесообразность и безопасность значительного повышения допускаемых напряжений стальных конструкций. Расчетный коэффициент запаса стальных конструкций, доведенный до рекордно малого значения 1,36, вошел в нормативные документы.

Большую разностороннюю работу по стальным конструкциям Н.С. Стрелецкий успешно реализовал путем создания «треугольника»: лаборатория металлических конструкций ЦНИПС, ведущая научные исследования металлических конструкций, – «Стальконструкция», осуществляющая разработку конструктивных форм, – кафедра металлических конструкций МИСИ, готовящая кадры металлостроителей и одновременно участвующая в научных и проектных работах.

«Треугольник» просуществовал до кончины ученого, в определенной мере сохранился и после этого, сыграв неоценимую роль в техническом прогрессе металлостроительства и в нашей стране, и за её пределами. В работах над нормами участвовали представители кафедр и предприятий всей страны.

Идея такого «треугольника» существует и в настоящее время с более широкой задачей сотрудничества по всем конструкциям:

МГСУ – «НИЦ «Строительство» – РААСН.

Правда, чтобы довести работу этого «треугольника» до совершенства, требуются еще значительные усилия.

В 1945 г. была создана авторитетная комиссия по унификации методов расчета строительных конструкций, вошедшая затем в комиссию по разработке «Урочного положения» (так именовали первоначально Строительные нормы и правила). Состав комиссии мы упоминали ранее.

Комиссия сумела сблизить экспериментальное и теоретико-экспериментальное направления разработки норм и выработать общие предложения, составившие «Расчет по предельным состояниям». Общий коэффициент запаса был расчленен на три коэффициента: однородности, перегрузки и условий работы, учитывающих соответственно возможные отклонения характеристик прочности материала, случайные превышения нагрузок и суммарно все другие, менее значимые факторы.

Исходя из этого, комиссия установила три предельных состояния, обязательных для проверки расчетом: по исчерпанию несущей способности, по предельной деформации и по образованию трещин.

Расчет по предельным состояниям отличается полнотой оценки несущей способности и надежности конструкций, ибо учитывает вероятностные свойства действующих на конструкции нагрузок и сопротивлений этим нагрузкам, особенности работы конструкций и пластические свойства материалов.

Методика расчета по предельным состояниям родилась в жаркой борьбе с её противниками, которых оказалось немало. Главная причина этого заключалась в сложности идей методики предельных состояний, требующих достаточно глубокого их понимания. Даже сегодня, когда работает поколение инженеров, которое училось по методике предельных состояний, часто приходится встречаться с непониманием ее принципиальных основ: предельное состояние продолжают смешивать с допускарным состоянием или с состоянием разрушения.

В настоящее время снова наблюдается необычайный размах жилищного, спортивного, общественного и дорожного строительства. За прошедшие 60 лет прежние прогрессивные достижения наших норм в значительной мере исчерпали себя, в то время как европейские страны, ранее заимствовавшие у нас принципы и многие детали расчетов по предельным состояниям, добились обобщения практических результатов, провели целенаправленные исследования применительно к разработке нормативных документов. В результате создана система Еврокодов, которая в ряде случаев демонстрирует существенный прогресс в расчетах, проектировании и разработке соединений элементов. Наши расчеты базируются на использовании иностранных программ. Расчеты сосредоточены в ряде крупных организаций, выполняющих заказы проектировщиков, и хотя дублирование расчетов по разным программам для обеспечения их надежности, доступа широкой общественности конструкторов к использованию зарубежной техники в условиях отставания в получении экспериментальных данных в лабораторных условиях, становится тормозом в совершенствовании конструкций.

В частности, остаются неиспользованными современные теоретические разработки по изучению сложных напряженных состояний в пространственно работающих многочисленных большепролетных конструкциях и в высотном жилищном строительстве. Всё это приводит к неоправданному перерасходу материалов, и если в предвоенные годы прошлого века была организована обширная исследовательская работа по совершенствованию нормативных документов, именно с целью экономии материалов, то сейчас мы наблюдаем безразличное отношение к экономии материалов в силу специфики строительного бизнеса. Это в совокупности с низкой производительностью труда приведет к истощению ресурсов страны.

Ученые отмечают отставание наших норм от европейских. Наряду с этим идут сокращение научно-исследовательских институтов и утрата экспериментального оборудования. Переход разработки проектов и организации испытаний в университе-

ты не всегда оправдан. Это прежде всего сказывается на снижении качества подготовки специалистов в ВУЗах и ведет к дальнейшему отставанию строительной отрасли.

Требуется обратить внимание руководства страны на сохранение традиций научно-исследовательских институтов и кадров способных возродить научные школы.

Итак, к 1962 г. формирование норм проектирования на основе методики предельных состояний можно считать законченным. С 1 января 1962 г. нормы проектирования конструкций были объединены под общим названием СНиП II, а отдельные конструкции – под названием глав, например, Нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций – СНиП II-В-62.

Больше уже принципиальные изменения в нормы проектирования не вносились, хотя они совершенствовались в части конструирования или включения в нормы новых материалов и их модификаций.

Далее периодически производилось обновление норм в 1971, 1975, 1981, 1984 гг. Эти даты указаны применительно к нормам проектирования бетонных и железобетонных конструкций, которые разрабатывались под руководством А.А. Гвоздева.

Совершенствование расчета и конструирования отражалось в более подробных документах – Пособиях к отдельным главам СНиПа, с разъяснениями положений норм и примерами проектирования. Такие пособия выходили к СНиП II-25-30 по деревянным конструкциям в 1986 г., к СНиП II-22-81 по каменным и армокаменным конструкциям.

Затем, с 2008 г. в связи накопившимися новыми знаниями и наметившимся расхождением отечественных требований к проектированию с зарубежными, СНиПы стали называть сводами правил (СП) и их актуализированными редакциями.

К 2010-м годам в печати все чаще стали появляться статьи с предложениями перестройки отечественных норм.

С постепенным уходом после завершения разработки норм 1955-1962 гг., прошедшей мучительный путь становления строительной индустрии, вобравшей в себя труд гениальных ученых-основателей ЦНИПС А. Ф. Лолейта, А. А. Гвоздева, Н. С. Стрелецкого, В. З. Власова, Г. Г. Карлсена, В. М. Коченова, И. Л. Корчинского, Г. В. Свенцицкого и др., многочисленные последователи продолжали доблестные традиции теоретических и экспериментальных работ, обеспечивших ведущее место нашей строительной науки в мире. Постепенно весь мир перешел к разработке нормативных документов на основе метода расчетов по предельному состоянию.

Коллектив теоретиков под руководством А. Р. Ржаницына обеспечил научную базу дальнейших обобщений новых экспериментальных исследований, приведших к нелинейной постановке различных задач. Б. Г. Корнев, А. И. Цейтлин, И. И. Гольденблат, Н. Н. Николаенко, Я. М. Айзенберг, А. С. Дмитриев, А. Ф. Смирнов, С. М. Крылов, Б. А. Калатуров, С. В. Поляков, Г. А. Гениев, В. М. Бондаренко, Н. И. Карпенко, К. В. Михайлов, А. Б. Губенко, Р. Р. Матевосян, Я. Ф. Хлебной, Ю. М. Иванов, Е. М. Знаменский, П. Д. Одесский и др. обеспечили дальнейшее развитие нормативной базы при поддержке перечисленных теоретиков, многие из которых принимали непосредственное участие в составлении глав СНиП и Пособий, разъясняющих указания норм.

Нелегкий период перестройки в нашей стране серьезно подорвал экспериментальные исследования. Перевод института на хозрасчет привел к дополнительным потерям для науки многих способных сотрудников.

Однако воссоздание Академии архитектуры и строительных наук позволило сохранить многих сотрудников, работающих теоретически.

Здесь большие усилия приложили А. В. Александров, В. М. Бондаренко, В. А. Ильичев, В. И. Травуш, Г. А. Гениев, Н. И. Карпенко.

Продолжалась традиция начала прошлого века, когда образовался творческий «треугольник» РААСН – «НИЦ «Строительство» – МГСУ. Этот «треугольник» еще продолжает свое формирование.

Во второй половине XX в. получили распространение расчеты на ползучесть и стали повседневностью нелинейные расчеты. Они постепенно вошли в последующие за нормами 1962 г. нормативные документы. Народное хозяйство получило огромную экономию.

Перераспределение усилий в статически неопределимых конструкциях способствовало разработке и внедрению в практику проектирования пространственных схем, и наши нормы занимали ведущее положение в мировой практике.

Годы перестройки привели к большому сокращению численности научных работников и экспериментальных исследований.

Однако и в этой обстановке продолжалась разработка новых технологий, прогрессивных конструкций и расчетов. Разработаны новые виды проката для строительства высотных зданий, высокопрочные канаты для мостов и большепролетных покрытий стадионов, конструкции структурного типа. Разработаны и широко применяются большепролетные деревянные конструкции, новые виды каменных кладок и навесных фасадов для старых зданий. Появление новых конструкций и технологий повлекло за собой создание специальных нормативных документов.

Расширились международные связи и появилась потребность в гармонизации зарубежных и отечественных норм.

Сконцентрированные ранее работы по созданию норм в центральных профильных институтах и, особенно, расчетов на ЭВМ оказались разбросанными по многим организациям, что иногда является помехой их качественному развитию.

Появились публикации, например, Р. С. Санжаровского и Т. Т. Мусабаева, которые проанализировали соответствие Еврокода и отечественных норм по проектированию бетонных и железобетонных конструкций (III Всесоюзная конференция по бетону и железобетону, т. №1. – С.448-457).

Работы Н.И. Карпенко и его коллектива, например, Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона и трещинами. – М.: Стройиздат, 208 с.; Карпенко Н.И. Механика железобетона и нормы проектирования (О разработке «Свода правил по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций». – М.: 2004. – С.9-18); Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона. – М. Стройиздат, 413 с.; Карпенко Н. И. Карпенко С. Н., Кузнецов Е. Н. О современных проблемах расчета

высотных зданий из монолитного железобетона. III Всероссийская конференция по железобетону. Т. VI. С. 149-166) содержат много новых сведений по проектированию железобетонных конструкций на новой современной основе.

Большой вклад в построение общей теории железобетона («Бетон и железобетон», 1978, №9, С. 20-22) внес В. М. Бондаренко. Его метод интегрального модуля включен не только в нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций, но и использован для создания, например, теории длительной прочности деревянных конструкций (К. П. Пятикрестовский. Нелинейные методы механики в проектировании деревянных конструкций. – М.: 2014. 320 с.)

В связи с изменившимися условиями эксплуатации различных сложных конструкций появилась новая проблема обеспечения живучести и конструктивной безопасности железобетонных и деревянных конструкций. Этой проблеме одним из первых посвятил свои труды Г. А. Гениев (Вопросы конструктивной безопасности железобетонных конструкций при внезапных конструктивных воздействиях. Г. А. Гениев, В. И. Колчунов, Е. Д. Воробьев, Н. В. Клюева, К. П. Пятикрестовский. Труды II Всероссийской (международной) конференции по бетону и железобетону. – М., 2005. – С. 359-367 и др.).

Нелинейным расчетам железобетонных конструкций посвящает свои труды С.Б. Крылов (Учет перераспределения усилий с помощью диаграмм деформирования при расчете железобетонных конструкций. Тр. III Всероссийской конференции по бетону 2014 г. – т. 1. – С. 76-82).

Разработка теории железобетона продолжается в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева под руководством А.И. Звездова, А.С. Залесова, Т.М. Мухамедиева, С.А. Зенина (Настоящее и будущее расчета железобетона II Всероссийская конференция по бетону и железобетону. – 2005. – Т.1. – С. 98-105).

Новые нормы проектирования деревянных конструкций разрабатываются в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко под руководством А. А. Погорельцева. Используются его многочисленные предложения по проектированию большепролетных деревянных клееных конструкций, возведены многочисленные уникальные объекты. Совершенствуется теория расчета статически неопределимых деревянных конструкций (А. А. Погорельцев, К.П. Пятикрестовский. Вопросы дальнейшего развития конструкций из дерева и пластмасс и совершенствование норм проектирования. ПГС, 2015, №4 – С. 28-32).

Непрерывно совершенствуются каменные и армокаменные конструкции и создаются новые нормы под руководством О. И. Пономарева. Существенный вклад в разработку конструкций и совершенствование норм вносят М.К. Ищук, М. О. Павлова, А. В. Грановский. Решаются спорные вопросы по созданию норм (Грановский А. В. Почему нормы по каменным конструкциям не способствуют развитию отрасли // Промышленное и гражданское строительство, 2015. – №12. – С. 23-27).

Новые нормы на проектирование металлических конструкций разработаны в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко (И. И. Ведяков, М. И. Гукова, П. Д. Одесский). В нормах учтены новейшие разработки по созданию проката (листы, фасонные профили, трубы) высокого качества.

Здесь отмечены в основном работы по составлению норм проектирования конструкций, ведущиеся в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. В наше непростое время не все вопросы координации составления нормативных документов сосредоточены в одном центре. Организация составления строительных норм требует дальнейшего совершенствования.

Библиографический список

1. *Лопатто А. Э.* Пролеты, материалы, конструкции. М.: Стройиздат, 1982.
2. *Лопатто А. Э.* Артур Фердинандович Лолейт. К истории отечественного железобетона. М.: Стройиздат, 1969.
3. Коренев Борис Григорьевич. Из серии «Наши юбиляры». М.: МГСУ, 2010.
4. *Михайлов К. В., Хайдуков Г. К.* Алексей Алексеевич Гвоздев. М.: НИИЖБ, 1997.
5. *Стельмах С. Н., Власов В. В., Власов В.З.* и его вклад в создание современной строительной механики тонкостенных конструкций. М.: Стройиздат, 1963.
6. Генрих Георгиевич Карлсен. Ученый, инженер, педагог. М.: Издание ВИА, 1994.
7. Георгий Александрович Гениев. Жизнь и творчество во имя строительной науки (к 80-летию со дня рождения). М.: ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, 2007.
8. *Смирнов А. Ф.* К 100-летию со дня рождения. М.: МИИТ, 2009.
9. *Кондрахов Е. И.* Вспоминая ЦНИПС. Научно-исторический очерк. М.: ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко, 2007.
10. *Одесский П. Д., Ведяков И. И.* Малоуглеродистые стали для металлических конструкций. М.: «Интермет инжиниринг», 1999.
11. *Зензинов Н. А.* Стрелецкий Н. С. – основоположник советской школы металлостроительства. // Строительство и архитектура. 1984. №10.

Авторы:

Иван Иванович ВЕДЯКОВ, д-р техн. наук, проф., директор ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Ivan VEDYAKOV, Doctor of Engineering, Full Professor, the Director of TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: vedykov@gmail.com

тел.: +7 (499) 171-26-50

Константин Пантелеевич ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ, д-р техн. наук, главный научный сотрудник ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Konstantin PYATIKRESTOVSKY, Doctor of Engineering, the Senior scientist researcher of TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: sk@tsniisk.ru

тел.: +7 (910) 449-29-37; +7 (499) 174-10-81

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ ФУТБОЛЬНЫХ СТАДИОНОВ ЧМ 2018

METAL STRUCTURES OF FOOTBALL STADIUMS OF THE WORLD CUP IN 2018

П. Г. ЕРЕМЕЕВ, д-р техн. наук

Представлены металлические конструкции футбольных стадионов ЧМ 2018 в разных регионах России. В этих сооружениях использованы металлические большепролетные пространственные конструкции покрытий над трибунами для зрителей. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко выполнял работы по научно-техническому сопровождению (НТС) их возведения. Эти сооружения относятся к уникальным, так как конструкции покрытия имеют пролеты более 100 м и консоли вылетом более 20 м. Их строительство требует решения проблем, не отраженных в нормативных документах.

Дано обоснование необходимости проведения НТС при проектировании, изготовлении и монтаже конструкций. Приведен перечень основных задач НТС и методы их решения. Разработаны специальные технические условия (СТУ). Они содержат требования по обеспечению надежности и безопасности конкретных уникальных объектов. Приведены перечень вынужденных отступлений от действующих норм и компенсирующие мероприятия. Освещены вопросы НТС на всех этапах проектирования, в том числе разработка рекомендаций по нагрузкам и воздействиям, расчетам и проектированию конструкций покрытия над трибунами, обеспечению безопасности от прогрессирующего обрушения при аварийных

Metal structures of the football stadiums for the FIFA World Cup 2018 in the different regions of Russia are presented. Metal wide-span spatial designs of roofs over stands for the audience are used in these building. TSNIISK of V.A. Koucherenko performed works on the scientific and technical support (STS) for their building. These constructions belong to unique since roof structure has spans of more than 100 m and cantilever span more than 20 m. Their construction requires the solutions of the problems which are absent in regulations. Justification of need of carrying out the STS at design, production and installation of designs is given. The list of the main tasks of STS and methods of their decision is provided. The special technical specifications are developed. They contain requirements for ensuring reliability and safety of concrete unique objects. The list of the compelled derogations from existing rules and compensating measures is provided. Questions of STS at all design stages are taken up, including development of recommendations on loadings and actions, calculations and design of roof structures over stands, as well as on providing security from the progressive collapse at emergency actions. The list of tasks and the main results of STS of structures manufacturing and

воздействиях. Приведен перечень задач и основные результаты НТС изготовления и монтажа конструкций; проведения мониторинга на стадии возведения и эксплуатации сооружения.

installation is provided, as well as carrying out monitoring at a stage of construction and operation of a building.

Ключевые слова:

Металлические конструкции, научное сопровождение проектирования и возведения, покрытия над трибунами футбольных стадионов

Key words:

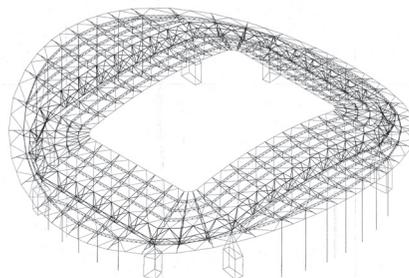
Metal structures, roof structures over stands for football stadiums, scientific support for design and construction

Для проведения чемпионата мира по футболу в 2018 г. в 11 городах России построены стадионы с большепролетными металлическими пространственными конструкциями покрытий над трибунами [6, 9, 10, 12]. Одновременно в разных регионах страны построены клубные стадионы, также с металлическими конструкциями навесов над трибунами. В статье представлены объекты, в возведении которых принимал участие автор статьи.

«Казань Арена» (рис. 1, а) – на 45 тыс. зрителей (2012 г.). Форма плана – круг диаметром 250 м с центральным прямоугольным вырезом $129,6 \times 91,2$ м. Форма покрытия – часть цилиндрической поверхности. Несущие металлические конструкции покрытия над трибунами (рис. 1, б) состоят из опорного контура и консольных ферм. Контур выполнен в виде пространственной замкнутой трехпоясной фермы переменной высоты (9,9 ... 11,7 м) размером в плане $197,4 \times 161,5$, шарнирно опертой на восемь железобетонных пилонов в углах стадиона. Элементы контура запроектированы из стальных труб с безфасоночными узлами сопряжений. На главный контур шагом 15,3 м опираются плоские консольные фермы вылетом 33,9 ... 38,8 м, высотой на опоре 5,8 м. Консольные фермы по периметру шарнирно крепятся к стойкам. На основные консольные фермы опираются второстепенные, на них шагом с 3 м – прогоны под профнастил. Трубчатые элементы опорного контура и консольных ферм выполнены из стали С390. Кровля стадиона фальцевая. По внешнему и внутреннему краю покрытия расположено светопрозрачное ограждение из поликарбоната шириной 9,0 и 20,0 м соответственно.



а



б

Рис. 1. «Казань Арена»: а – общий вид; б – конструктивная схема

Стадион «Фишт» в Сочи на 50 тыс. мест (рис. 2, *а*) построен для проведения зимних Олимпийских игр 2014 г. Покрытие над трибунами стадиона представляет собой неправильную криволинейную поверхность, образованную конструкциями полуарок из плоских ферм переменного пролета и высоты с треугольной решеткой. Шаг параллельно расположенных, поперечных полуарок в основном 28 м, пролет 18,0 ... 71,0 м, высота сечения 2,5 ... 8,5 м. Со стороны, противоположной полю, полуарки опираются шарнирно на железобетонный каркас подтрибунных помещений. Со стороны поля поперечные арки замыкаются на 4-поясной главной арке пролетом 285,0 м и высотой 70,0 м (рис. 2,*б*). Переменная высота главной арки 7,0 ... 14,4 м, ширина 5,5 м. Решетка крестовая в плоскостях поясов и треугольная по диагонали между поясами для обеспечения пространственной жесткости главной арки. Сечение поясов всех арок принято коробчатого сечения. Общая устойчивость конструкции покрытия обеспечивается жесткими узлами сопряжения арок и системой горизонтальных и вертикальных связей по поверхности оболочки. Материал металлических конструкций – сталь класса С345, С390.

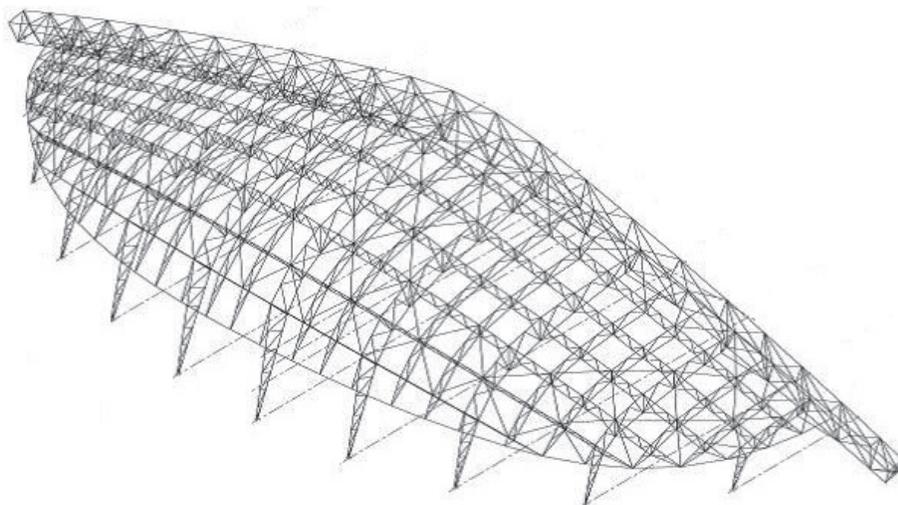
*а**б*

Рис. 2. Стадион «Фишт» в Сочи: *а* – общий вид; *б* – конструктивная схема

«Ростов Арена» (рис. 3, *а*) на 45 тыс. зрителей в плане имеет форму овала с максимальными размерами $257,2 \times 218,5,0$ м с прямоугольным вырезом $130,5 \times 91,8$ м над футбольным полем. Основные несущие конструкции – система из 46 радиальных консольных балок, объединенных кольцевыми прогонами и связями (рис. 3, *б*), которые обеспечивают пространственную работу покрытия и его устойчивость. Плоские консольные балки вылетом 51,34 м крепятся двумя наклонными вантовыми подвесками к верху пилонов, расположенных по периметру стадиона. К узлу примыкания подвесок с пилоном подходят оттяжки, которые замыкаются на железобетонные ростверки через преднапряженные анкерные устройства. Все основные стержневые элементы запроектированы из стальных сварных профилей прямоугольного коробчатого сечения. Радиальные фермы в кольцевом направлении объединяются металлическими арочными прогонами с разной стрелой подъема. Кровля стадиона – мембранная.

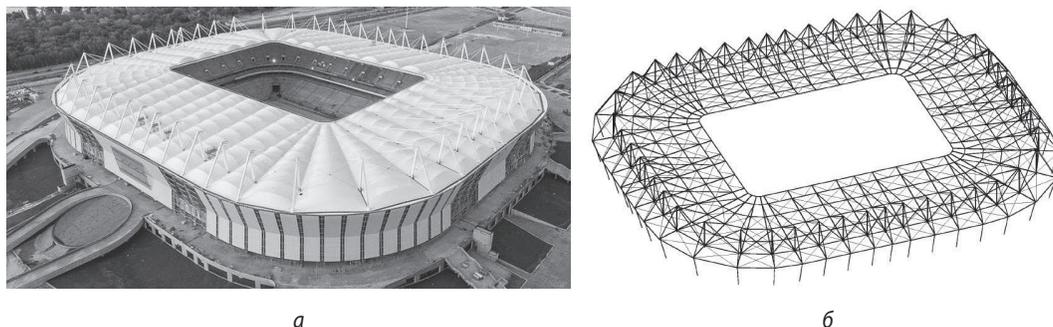


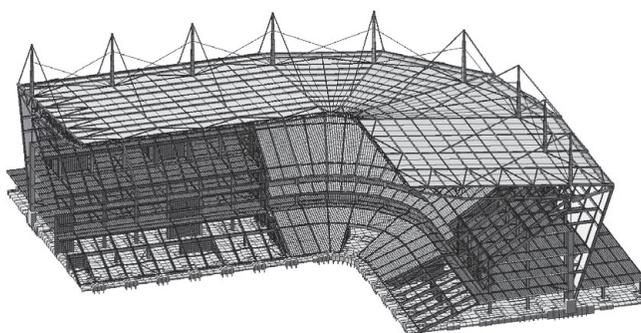
Рис. 3. «Ростов Арена»: *а* – общий вид; *б* – конструктивная схема

«Стадион Калининград» (рис. 4, *а*) на 35 тыс. зрительских мест, в том числе временных трибун на 10 тыс. зрительских мест. Сооружение в плане имеет форму прямоугольника с закругленными углами с размерами в осях $166,65 \times 203,65$ м с прямоугольным проемом $126,9 \times 89,4$ м над футбольным полем. Несущие конструкции покрытия – пространственная стержневая система, включающая радиальные (32 шт.) и кольцевые фермы, объединенные связями, которые обеспечивают пространственную работу покрытия и его устойчивость (рис. 4, *б*). Все основные стержневые элементы запроектированы из стальных коробчатых профилей. Плоские консольные радиальные фермы вылетом 38,2 м подвешены к верху пилонов, расположенных по периметру стадиона. К узлу примыкания подвесок с пилоном подходят оттяжки, которые замыкаются на каркас трибун. В местах опирания покрытия на каркас трибун и подтрибунных помещений предусмотрено применение специальных опорных шарнирных узлов. Связевые элементы приняты из растянутых стержней фирмы Macalloy. Кровля основной части покрытия над трибунами выполнена

из стального профилированного настила. Участок покрытия у центрального проема над футбольным полем – светопрозрачные конструкции (поликарбонат).



а



б

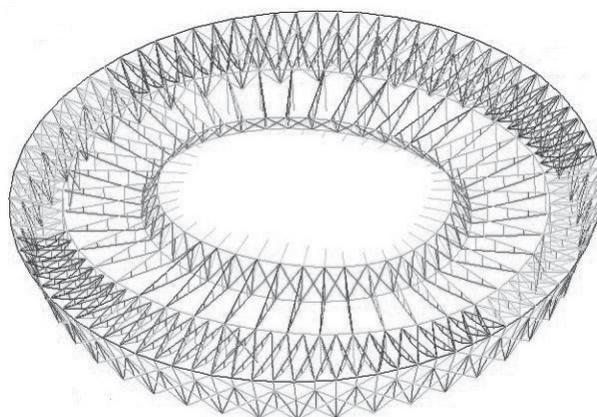
Рис. 4. «Стадион Калининград»: а – общий вид; б – конструктивная схема

«Волгоград Арена» (рис. 5, а) на 45 тыс. зрителей представляет собой опрокинутый усеченный конус, с круговым планом диаметром около 290 м, высотой покрытия над полем 49,5 м. Покрытие над трибунами стадиона (овал $240,2 \times 201,8$ м), представляет собой систему типа «велосипедного колеса» с одним сжатым наружным контуром и двумя растянутыми внутренними контурами, связанными системой из 44 радиальных вантовых ферм. Внешний контур представляет собой жесткое металлическое кольцо коробчатого сечения. Внутренний контур – гибкий, состоит из двух овальных поясов размером в плане $163,4 \times 131,8$ м (нижний пояс) и $146,6 \times 112,6$ м (верхний пояс), разнесенных по высоте на расстояние 13 м. Каждый пояс представляет собой пакет из шести высокопрочных канатов закрытого типа. Радиальные вантовые фермы плоские, с одним верхним и одним нижним поясами из канатов закрытого типа. Пролет вантовых ферм – от 45,21 до 46,99 м. Пояса соединены между собой жесткими металлическими стойками-распорками. Верхние пояса радиальных ферм в кольцевом направлении объединяются металлическими арочными прогонами шагом 9 м с разной стрелой подъема. Покрытие над зоной фойе имеет кольцевую форму и перекрыто фермами с переменным пролетом. Общая устойчивость конструкции покрытия

обеспечивается его пространственной работой и четырьмя плоскостями вертикальных крестовых связей (рис. 5, б). Покрытие над трибунами – тканевая мембрана.



а



б

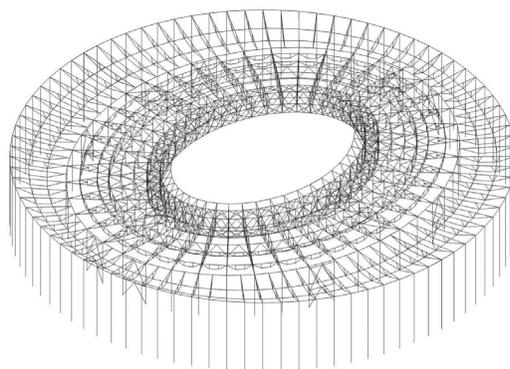
Рис. 5. «Волгоград Арена»: а – общий вид; б – конструктивная схема

«Стадион Нижний Новгород» (рис. 6, а) рассчитан на 45 тыс. зрителей. Покрытие над трибунами стадиона представляет собой радиально-кольцевую стержневую оболочку (рис. 6, б). Форма покрытия в плане: по наружному контуру – овал с размерами главных осей $243,8 \times 206,7$ м, а по внутреннему (проем над игровой зоной) – овал с размерами главных осей $123,0 \times 85,9$ м. Система несущих конструкций покрытия – 44 радиальные плоские фермы, расположенные между наружным и внутренним контурами. Вылет радиальных ферм – около 60,29 м, высота ферм со стороны проема – 14,5 м. Радиальные фермы опираются шарнирно-неподвижно при помощи шаровых сегментных опорных частей «MAURER» на железобетонные колонны каркаса сооружения. Внутренний контур – решетчатая кольцевая ферма с расстоянием между поясами 14,5 м. Пространственную работу покрытия обеспечивают кольцевые фермы и связи по верхнему поясу радиальных ферм. Все элементы радиально-кольце-

вой стержневой системы выполнены в основном из сварных двутавров. Металлоконструкции покрытия над зоной фойе – 88 радиальных шпренгельных балок, пролетом от 22,4 до 40,8 м. Балки, объединенные системой распорок и связей, расположены в створе радиальных ферм покрытия над трибунами. Все радиальные балки выполнены из сварных двутавров, шпренгели – из холодногнутого сварных профилей. Общая устойчивость покрытия над трибунами обеспечивается совместной работой радиально-кольцевой стержневой системы со связями и вертикальными кольцевыми фермами.



а

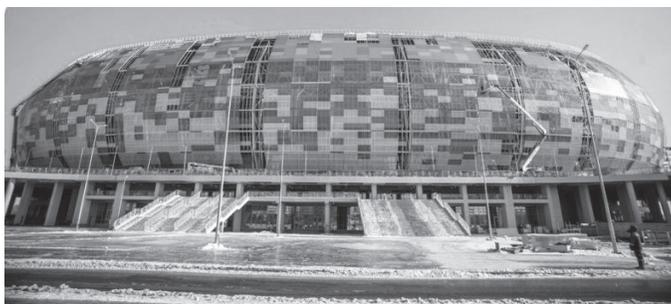


б

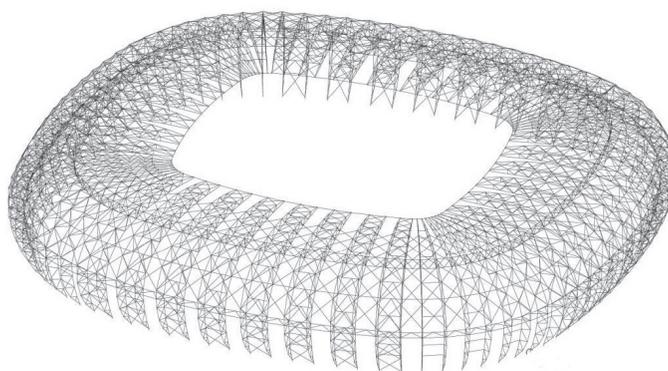
Рис. 6. «Стадион Нижний Новгород»: а – общий вид; б – конструктивная схема

«Мордовия Арена» в г. Саранске (рис. 7,а) рассчитан на 45 тыс. зрителей. Стадион представляет собой купол на овальном плане, с размерами по главным осям симметрии $228,3 \times 209,6$ м и прямоугольным центральным проемом $110,6 \times 91,95$ м. Отметка края проема 45,125 м. Основными несущими конструктивными элементами покрытия стадиона являются 88 Г-образных консолей, расположенных равномерно по периметру сооружения. Консоли вылетом 49 м выполнены в виде криволинейных решетчатых ферм, опертых на отм. 8,9 шарнирно неподвижно на монолитные железобетонные пилоны. Консоли объединены в пространственную систему кольцевыми фермами, распорками и связями по верхним и нижним поясам консольных ферм. Основные несущие конструкции выполнены из стальных

труб с безфасоночными узлами сопряжения элементов. Связевые элементы – растянутые стержни (рис. 7, б).



а



б

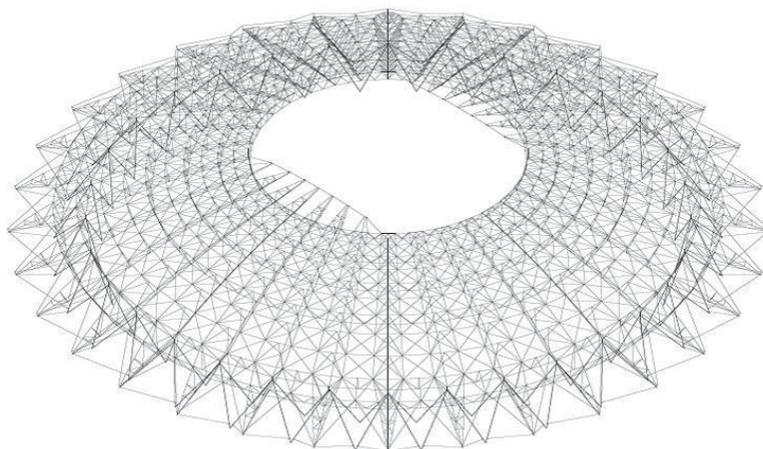
Рис. 7. «Мордовия Арена» в г. Саранске: а – общий вид; б – конструктивная схема

«Самара Арена» (рис. 8, а) на 45 тыс. зрителей представляет собой радиально-кольцевой купол (рис. 8, б) на круглом плане радиусом 300,0 м, высотой покрытия над полем до 60,0 м с вырезом в центре. Поверхность покрытия образована частью сферы радиусом $R = 306,4$ м. Основные несущие элементы – 32 радиальные консоли, запроектированные в виде трехпоясных решетчатых ферм из стальных круглых труб с непосредственным примыканием элементов решетки к поясам. Высота радиальных ферм переменная, с максимальным размером на опоре 10,2 м. Консоли имеют наклонные промежуточные опоры, установленные по радиусу $R = 135,2$ м. Вылет внешней консольной части покрытия 91,2 м. Промежуточные опоры – пирамидальная стальная конструкция, жестко защемленная в фундаменте. Радиальные элементы объединены в пространственную систему кольцевыми фермами и связями. Кольцевые фермы покрытия переменной высоты запроектированы в виде плоской решетчатой конструкции с непосредственным примыканием элементов решетки к поясам. Горизонтальные связи покрытия из стальных круглых труб предусмотрены в уровне верхних поясов

консолей. Кольцевые фермы и связи обеспечивают пространственную работу покрытия и его устойчивость, а также служат конструкцией для укладки кровли.



а



б

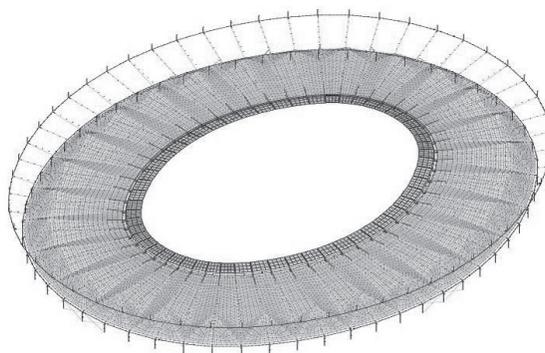
Рис. 8. «Самара Арена»: а – общий вид; б – конструктивная схема

В последние годы построен ряд клубных футбольных стадионов.

«Краснодар арена» (рис. 9,а) рассчитан на 33 тыс. зрителей. Сооружение, представляет собой в плане овал с габаритами примерно 190×230 м. Покрытие над трибунами стадиона – вантовая система типа велосипедного колеса с двумя сжатыми наружными контурами и растянутым внутренним кольцом, связанными системой 56 радиальных тросов. Радиальные ванты, расположенные в плане вразбежку, объединены подвесками в круговую систему консольных тросовых ферм с верхним несущим поясом и нижним – стабилизирующим (рис. 9, б).



a



б

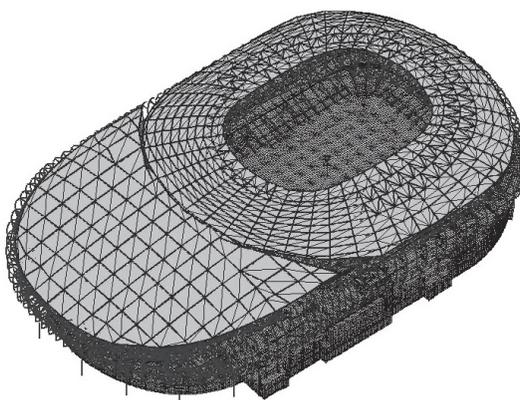
Рис. 9. «Краснодар арена»: *a* – общий вид; *б* – конструктивная схема

Стадион «ВТБ-арена» в Москве – сооружение (рис. 10, *a*), состоящее из нескольких объемов различного назначения: футбольный стадион на 26 тыс. мест, с покрытием над трибунами; универсальный концертно-спортивный зал на 12 тыс. мест. Сооружение в плане имеет форму овала с максимальными размерами $285,0 \times 165,0$ м, высота сооружения 55,0 м. Все сооружение накрыто единой оболочкой (рис. 10, *б*). Конструкция покрытия над трибунами (с овальным проемом над футбольным полем) выполнена в виде стержневой системы из консольных радиальных балок переменной высоты, подкрепленных растянутым шпренгелем с V-образными стойками. Радиальные элементы, опертые по периметру на железо-

бетонные колонны каркаса, замыкаются на внутреннем и наружном контурах. Нижний пояс радиальных шпренгелей в месте сопряжения с V-образными стойками замыкается на нижнем внутреннем кольце из пакета растянутых стержней. По верхнему поясу радиальных шпренгелей расположены кольцевые элементы (прогоны). Конструкция перекрытия арены выполнена в виде системы параллельных большепролетных металлических ферм, опирающихся на них ферм меньшего пролета и прогонов. На этом и примыкающих к нему участках облегченная оболочка кровли покрытия, необходимая для создания его формы, опирается через стойки на нижележащие конструкции. Общая устойчивость конструкции покрытия обеспечивается его пространственной работой со связевыми панелями и соответствующими граничными закреплениями. Ограждающие конструкции – панели с применением поликарбоната и алюминиевые кровельные панели с фальцевыми соединениями.



а



б

Рис. 10. Стадион «ВТБ-арена» в Москве: а – общий вид; б – конструктивная схема

В соответствии с Градостроительным кодексом (ФЗ № 190-ФЗ) описанные сооружения относятся к уникальным (пролеты более 100 м и консоли вылетом более 20 м) [1, 8]. Нормативными и законодательными документами (ГОСТ 27751-2014 и Федеральный закон № 384-ФЗ) для обеспечения качества и высокой надёжности таких сооружений предусматривается научно-техническое сопровождение (НТС) при их возведении [2, 3] для решения следующих вопросов, не отраженных в действующих нормах:

- рекомендации по определению снеговых нагрузок и аэродинамических коэффициентов для сооружений пролетом свыше 100 м с нестандартной формой поверхности покрытия (СП 20.13330.2016), а также для сейсмических районов – отступление от требований СП 14.13330.2014 в части устройства антисейсмических швов;

- рекомендации по применению современных конструктивных решений в большепролетных покрытиях (СП 16.13330.2016);

- применение канатов типа монострендов, стальных литых элементов [4, 11], конструкций из поликарбоната, тентовых материалов и т. п.

При возведении этих объектов ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО НИЦ «Строительство» выполнял научно-техническое сопровождение, в том числе:

- разработка «Специальных технических условий (СТУ)» и рекомендаций по назначению климатических нагрузок [5];

- НТС при проектировании на стадии «П» и «РД»;

- подготовка рекомендаций, обеспечивающих безопасность сооружения от прогрессирующего обрушения [7];

- НТС изготовления и монтажа металлических конструкций;

- участие в мониторинге конструкций при возведении и эксплуатации объектов.

Для уникальных объектов с большепролетными конструкциями разработаны СТУ с перечнем вынужденных отступлений от действующих норм и компенсирующих мероприятий по надежности и безопасности. На этапе предпроектных предложений проведен анализ мирового опыта возведения аналогичных объектов, в ряде случаев предложены новые рациональные варианты конструктивных решений. На стадии «П» разработаны рекомендации по климатическим нагрузкам с учетом результатов продувок модели сооружения в аэродинамической трубе. На стадии «Р» разрабатывались новые конструктивные решения и рекомендации по проектированию. Выполнен комплекс поверочных расчётов конструкций в геометрически нелинейной постановке, с анализом расчётных схем, исследованием результатов расчётов. Принято консультативное участие при рабочем проектировании, проведено согласование проектной документации.

НТС на стадии изготовления и монтажа металлических конструкций включало:

- разработку ТУ на изготовление, монтаж и приёмку металлоконструкций (СП 53-101-98) с требованиями, не входящими в нормативные документы или регламентирующие более высокие требования;

- контроль и приёмку металлических конструкций при изготовлении и монтаже;
- учет точности изготовления и сборки металлоконструкций при разработке (участие) проекта производства работ (ППР);
- мониторинг металлоконструкций при изготовлении и монтаже;
- сертификация металлоконструкций зарубежной поставки;
- анализ результатов НТС с выводами о соответствии нормам, проекту и «Техническим условиям на изготовление и монтаж»;
- контроль качества проката путем анализа сертификатов качества на металлопрокат, результатов входного заводского контроля и др.;
- механические и металлографические испытания метизов для определения их фактической несущей способности;
- испытания образцов фрикционных соединений на высокопрочных болтах для определения их несущей способности;
- оценка фактической несущей способности металлоконструкций на основании анализа результатов исполнительных геодезических схем и визуальных осмотров.

Выводы

1. Для проведения чемпионата мира по футболу в 2018 г в России построены стадионы с большепролетными металлическими пространственными конструкциями покрытий над трибунами.
2. Появление в последние десятилетия новых конструктивных форм, материалов, методов проектирования и строительства, определяет необходимость повышенного внимания к возведению подобных объектов, многоступенчатой системы контроля.
3. В целях обеспечения качества проектирования, изготовления и монтажа стальных конструкций уникальных объектов необходимо научно-техническое сопровождение на всех этапах их проектирования и возведения.
4. Научно техническое сопровождение строительства – это комплекс работ научно-методического, экспертно-контрольного, информационно-аналитического и организационного характера для обеспечения надежности (безопасности, функциональной пригодности и долговечности) сооружений.

Библиографический список

1. *Виммер М.* Проектирование стадионов. Практическое пособие. М.: Dom Publishers. 2016. 320 с.
2. *Еремеев П. Г.* Современные конструкции покрытий над трибунами стадионов. М.: АСВ, 2015.
3. *Еремеев П. Г.* Современные стальные конструкции большепролетных покрытий уникальных зданий и сооружений. М.: АСВ, 2009.

4. *Еремеев П.Г.* Конструктивные узлы из стальных отливок в современном строительстве. // Журнал «Монтажные и специальные работы в строительстве». 2011. №4. С. 2-5.
5. *Одесский П. Д., Кулик Д. В.* Сталь нового поколения в уникальных сооружениях. М.: Изд. «Интернет Инжиниринг». 2005.
6. *Попов Н. А.* Динамическая реакция сооружений при действии ветра // Строительная механика и расчет сооружений. 2007. № 2. С. 29-34.
7. Стадионы к чемпионату мира по футболу 2018 г. // Строительство и эксплуатация спортивных сооружений. 2011. № 01 (59). С. 7-45
8. СТО 36554501-024-2010. Обеспечение безопасности большепролетных сооружений от лавинообразного (прогрессирующего) обрушения при аварийных воздействиях ОАО «НИЦ Строительство».
9. *Goepfert K., Stein M.* International Stadium Projects: Each Unique and Easy to Recognize. Proceedings of structures congress. 2009. Vol.: 4. Pp. 2428-2438.
10. Football Stadiums. Technical recommendations and requirements, Fifth edition, 2011. Publisher FIFA.
11. Russia 2018. World cup: the complete guide to all the stadiums. The Guardian. 2017/nov/30 . Россия ЧМ-2018: справочник по всем стадионам
12. *Schober H.* Steel castings in architecture and engineering // Modern Steel Construction, vol. 43, no. 4, 2003. Pp. 65–72.
13. UEFA guide to quality stadiums. Published by the Union of European Football Associations (UEFA), Nyon, Switzerland. 2011.

Автор

Павел Георгиевич ЕРЕМЕЕВ, д-р техн. наук, проф., главный научный сотрудник ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Pavel YEREMEYEV, Doctor of Engineering, Prof., Head Researcher TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: eremeevpg@rambler.ru

тел.: +7 (499) 174-73-25

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НДС КИРПИЧНОЙ КЛАДКИ ЛИЦЕВОГО СЛОЯ НАРУЖНЫХ СТЕН С ГИБКИМИ СВЯЗЯМИ НА ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

INVESTIGATION OF THE STRESS- STRAIN STATE OF BRICK VENEER OF THE EXTERIOR WALLS WITH FLEXIBLE CONNECTORS UNDER TEMPERATURE- HUMIDITY INFLUENCES

М. К. ИЩУК, канд. техн. наук

Исследованы температура и деформации кладки лицевого слоя наружных стен крупномасштабной модели здания, образованной наружными трехслойными стенами и плитой перекрытия высотой на один этаж. Возведение модели начато летом и закончено осенью 2015 г. В работе отражены результаты наблюдений за период по январь 2018 г. Показано, что на НДС лицевого слоя большое влияние оказывают плиты перекрытий. При замыкании конструкции (возведении кладки) в теплое время года в лицевом слое в холодное время возникают наибольшие растягивающие напряжения и изгибающие моменты, способные вызвать появление трещин.

The temperature and deformations of the laying of the face layer of the outer walls of a large-scale model of the building, formed by external three-layer walls and a one-floor-height slab were investigated. The construction of the model was started in the summer and finished in the fall of 2015. The work reflects the results of observations for the period until January 2018.

It is shown that the VAT of the face layer is greatly influenced by slabs of overlapping. When the structure (masonry) is closed in the warm season, the greatest stretching stresses and bending moments that can cause cracks appear in the face layer during cold weather.

На основе проведенных исследований уточнены методы оценки НДС лицевого слоя, усилий в гибких связях при температурно-влажностных воздействиях, а также корреляционные зависимости между температурой наружного воздуха и температурой кладки лицевого слоя. Показано, что в трехслойных стенах при определении НДС кладки лицевого слоя толщиной 12 см и менее необходимо принимать максимальные по абсолютной величине значения суточных колебаний температуры воздуха.

On the basis of the studies, the methods for estimating the VAT of the face layer, the forces in flexible bonds under temperature-humidity influences are refined.

Correlations between the temperature of the outside air and the temperature of the laying of the face layer were refined. It is shown that in three-layer walls when determining the VAT of the laying of the face layer with a thickness of 12 cm or less, it is necessary to take the maximum values of the daily variations in air temperature in absolute value.

Ключевые слова:

Методы расчета многослойных стен, НДС кладки лицевого слоя, прочность кладки на растяжение, расстояния между вертикальными деформационными швами, температура замыкания, температурно-влажностные деформации, трехслойные стены с гибкими связями, ширина раскрытия трещин

Key words:

Calculation methods, cavity walls with flexible ties, crack widths, distances between vertical deformation joints, temperature and humidity deformation, temperature of the circuit, tensile strength of the masonry, VAT laying the veneer

Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) кладки лицевого слоя в зависимости от температурно-влажностных воздействий, практически не нашли своего отражения в мировой литературе. В основном натурные исследования сводятся к изучению влияния колебаний температуры наружного воздуха и солнечной радиации на микроклимат в помещении [1 и др.].

Описание конструкции модели

Стены модели опираются на монолитную железобетонную плиту. Вид модели в защитном ангаре приведен на рис. 1. Габариты модели составляют $1,94 \times 8,96 \times 2,57$ (h) м. Лицевой слой толщиной 12 см стен выполнен из кирпича М150 с пустотностью 46%, внутренний толщиной 12 см – из керамических камней М200 с пустотностью 41%. Слои соединены гибкими связями из одиночных стержней и сеток. Между слоями помещен утеплитель из минеральной ваты толщиной 15 см с воздушной прослойкой 3 см. Кладка велась на растворе М100.

Фото модели в процессе возведения и технические решения стен и плиты приведены на рисунках 2-8.



Рис. 1. Общий вид модели в защитном ангаре

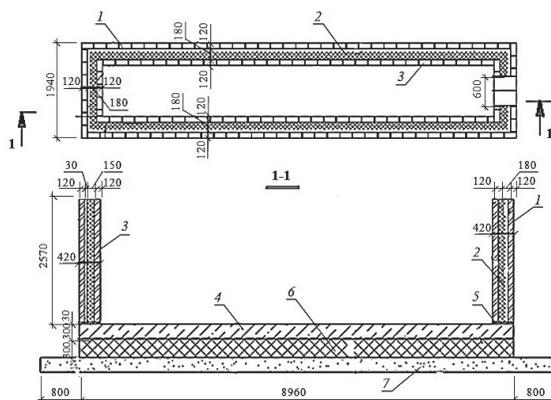


Рис. 2. План и разрез модели: 1 – лицевой слой из керамического кирпича; 2 – минеральная вата 15 см, воздушная прослойка 3 см; 3 – внутренний слой из керамических камней; 4 – ж.-б. плита; 5 – цементно-песчаный раствор; 6 – пеноплекс 15 см по керамзитовому гравия; 7 – песчаная подготовка

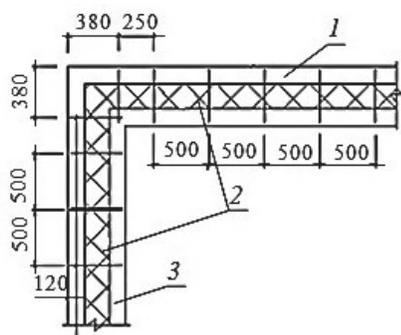


Рис. 3. Схема установки гибких связей из одиночных стержней: 1 – лицевой слой; 2 – утеплитель; 3 – внутренний слой

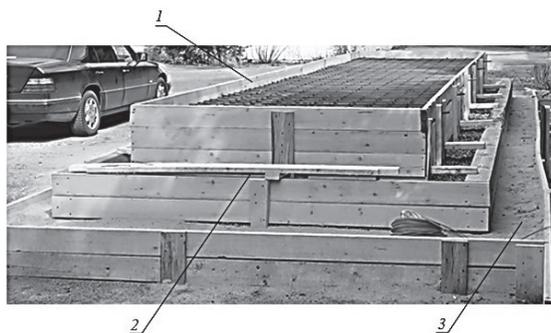


Рис. 4. Подготовка под железобетонную плиту: 1 – опалубка; 2 – пеноплекс 15 см по керамзитовому гравия; 3 – песчаная подготовка

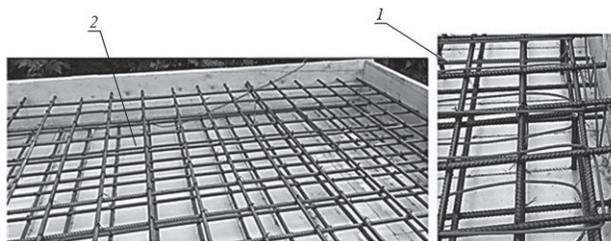


Рис. 5. Армирование плиты и устройство «теплого пола» для нагрева плиты: 1 – кабели для подогрева; 2 – пеноплекс толщиной 15 см по керамзиту



Рис. 6. Общий вид модели в процессе ее изготовления

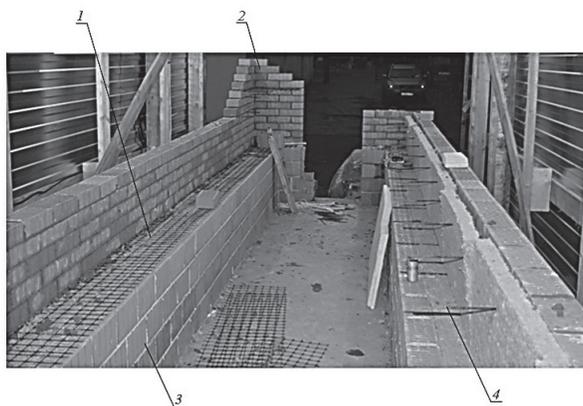


Рис. 7. Кладка стен модели: 1 – гибкая связь из базальтопластиковой сетки; 2 – лицевой слой из керамического кирпича; 3 – внутренний слой из керамического камня; 4 – гибкая связь из одиночных базальтопластиковых стержней с песчаным наконечником

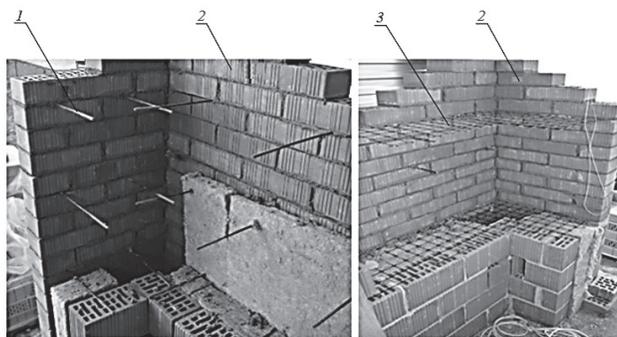


Рис. 8. Фрагменты стен модели: 1 – гибкая связь из одиночных стержней; 2 – лицевой слой из керамического кирпича; 3 – гибкая связь из сетки

Приборы и оборудование

С помощью прогибомеров с ценой деления 0,01 мм измеряли горизонтальные перемещения продольных и поперечных стен. Схема расстановки прогибомеров приведена на рис. 9. Прогибомеры устанавливали в трех уровнях по высоте на углах стен с наружной (рис. 10, *а, б*) и внутренней сторон лицевого слоя (рис. 11).

Горизонтальные перемещения плиты измеряли прогибомерами по наружным вертикальным граням (рис. 10, *в*). В средней части продольной стены дополнительно измеряли горизонтальные деформации лицевого слоя на участках с трещинами с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм (рис. 12, *а*).

Ширину раскрытия трещин измеряли с помощью оптического микроскопа, устанавливаемого на трещину с гипсовыми маячками (рис. 13).

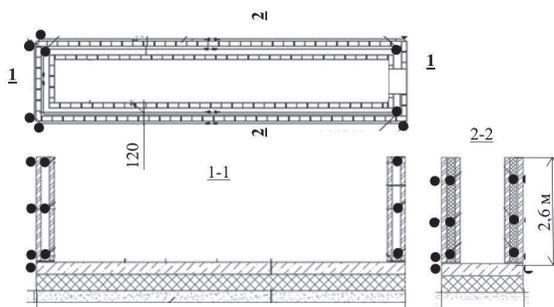


Рис. 9. Схема расстановки прогибомеров

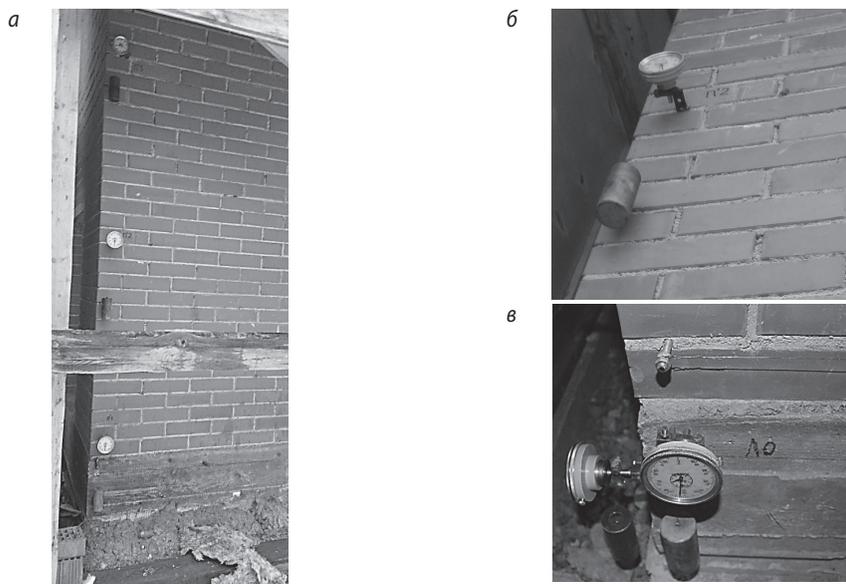


Рис. 10. Прогибомеры для измерения горизонтальных перемещений углов:
а, б – наружной поверхности лицевого слоя; *в* – плиты



Рис. 11. Прогибомер для измерения горизонтальных перемещений кладки лицевого слоя с его внутренней стороны

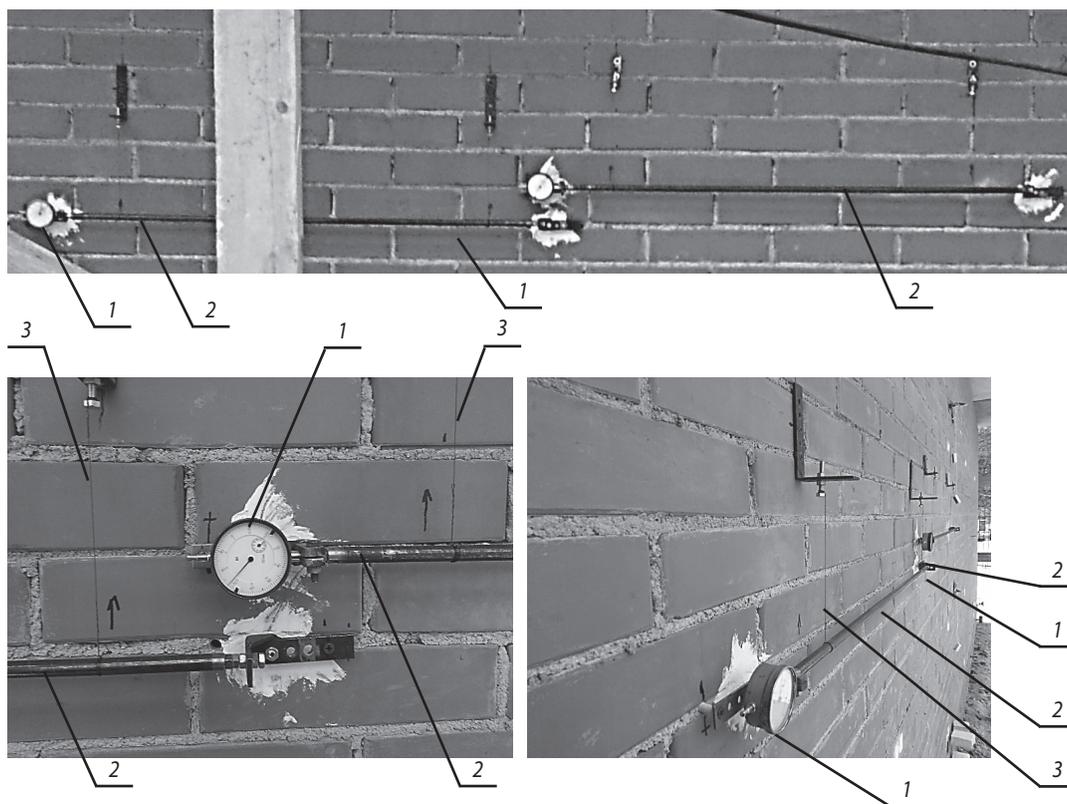


Рис. 12. Индикаторы часового типа для измерения горизонтальных деформаций кладки: 1 – индикатор с ценой деления 0,01 мм; 2 – стержень из инвара; 3 – разгрузочная нить

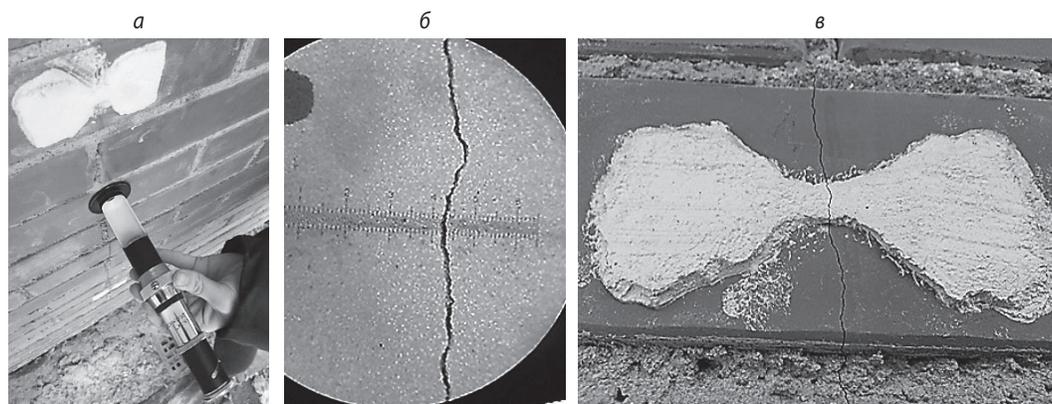
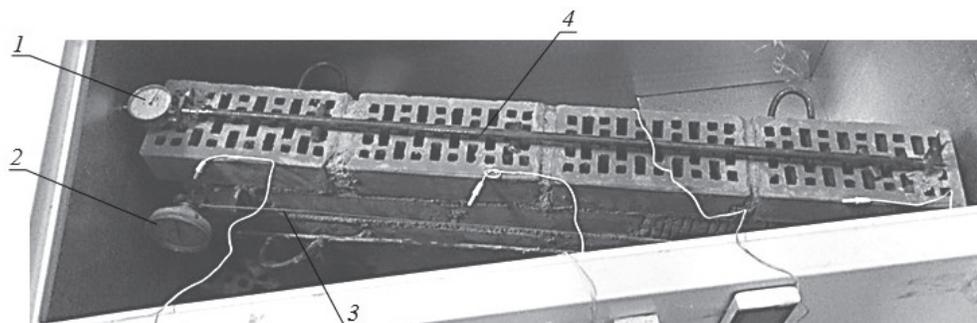


Рис. 13. Измерение ширины раскрытия трещин с помощью микроскопа и гипсовых маяков: *а* – установка микроскопа на трещину; *б* – вид трещины через микроскоп; *в* – гипсовый маяк с трещиной

Определение коэффициента линейного расширения кладки лицевого слоя

Коэффициент линейного расширения для кладки α_l из керамического кирпича в Своде правил [2] принят равным $0,000005 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. В европейских нормах $\alpha_l = 0,000005 \dots 0,000007 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ [3]. В работе [4] показано влияние влажности кладки на величину этого коэффициента при отрицательных температурах. Для корректного определения деформаций кладки модели проведены исследования на образце кладки из кирпича и раствора, примененных при кладке лицевого слоя модели. Образец имел длину 53 см, высоту 23 см и толщину 12 см. Для исключения трения в основании образца были уложены листы фторопласта с угольной смазкой между ними. Образец помещали в холодильную камеру (рис. 14, *а*). Индикатором часового типа и прогибомером измеряли горизонтальные деформации (рис. 14, *б*). Струна прогибомера и база индикатора были изготовлены из инвара, обладающего низким и постоянным значением коэффициента линейного расширения. Тестовые испытания самих приборов показали отсутствие значимых погрешностей в заданном диапазоне температур. Для исследуемой кладки в диапазоне температур от минус 20 до +20 $^\circ\text{C}$ коэффициент линейного расширения получен равным $0,0000066 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

а



б

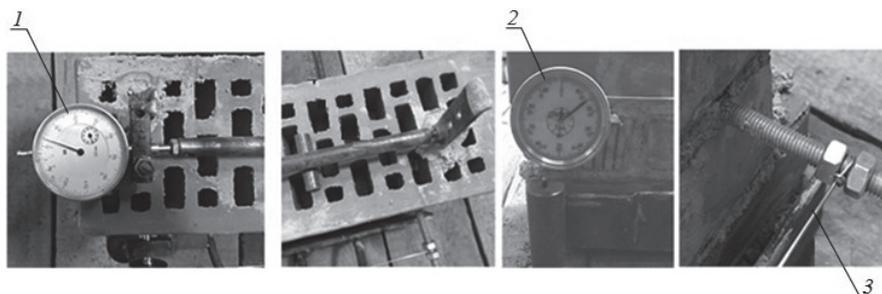


Рис. 14. Исследование коэффициента линейного расширения кладки лицевого слоя в холодильной камере: а - образец кладки из лицевого кирпича, помещенный в холодильную камеру; б - приборы для измерения температурных деформаций кладки: а - образец кладки из лицевого кирпича, помещенный в холодильную камеру; 1 - индикатор часового типа с ценой деления 0,01 мм; 2 - прогибомер с ценой деления 0,01 мм; 3 - проволока из инвара для прогибомера; 4 - база из инвара для индикатора; б - приборы для измерения температурных деформаций кладки; 1 - индикатор часового типа; 2 - прогибомер; 3 - проволока из инвара для прогибомера

Измерение температуры кладки, плиты, наружного и внутреннего воздуха

Измерения температуры кладки лицевого слоя выполняли с наружной и внутренней сторон и в середине слоя и в трех уровнях по высоте стены (рис. 15). Измеряли температуру воздуха внутри помещения и снаружи, а также поверхностей кладки и плиты

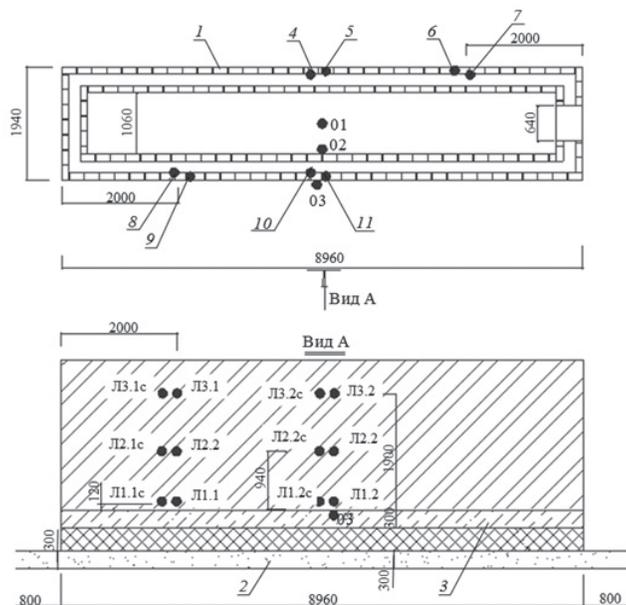


Рис. 15. Места измерения температуры в лицевом слое и в железобетонной плите: 1 - кирпич лицевой; 2 - песчаная подготовка; 3 - железобетонная плита; 4 - 11 - места измерений температуры в кладке лицевого слоя; 12 - места измерений температуры в плите

Результаты измерения температуры кладки лицевого слоя, железобетонной плиты, наружного и внутреннего воздуха

На рисунках 16, а – 16, е и 17 в качестве примера приведены графики температуры лицевого слоя в трех точках по его толщине и температуры наружного воздуха. Из анализа этих графиков просматривается четкая корреляционная зависимость между температурой воздуха и температурой кладки. Установлено, что пиковые значения температуры в середине лицевого слоя кладки отстают от пиковых значений зимней температуры наружного воздуха не более чем на 2,5 ч. Таким образом подтверждено экспериментально, что для оценки НДС кладки лицевого слоя толщиной 12 см, отделенного от внутреннего слоя стены эффективным утеплителем, следует принимать пиковые значения температуры наружного воздуха за сутки.

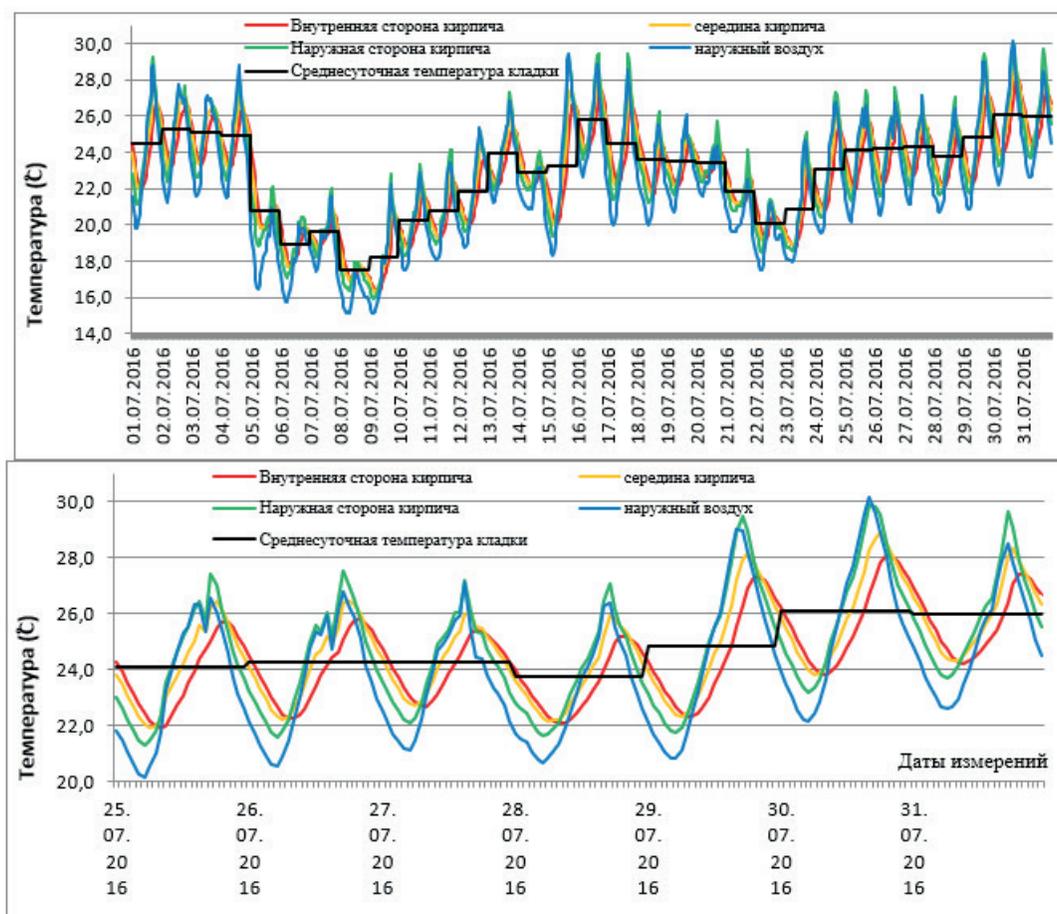


Рис. 16а. Графики изменения температуры наружного воздуха и лицевого слоя в июле 2016 г.



Рис. 16б. Графики изменения температуры наружного воздуха и лицевого слоя в августе 2016 г.

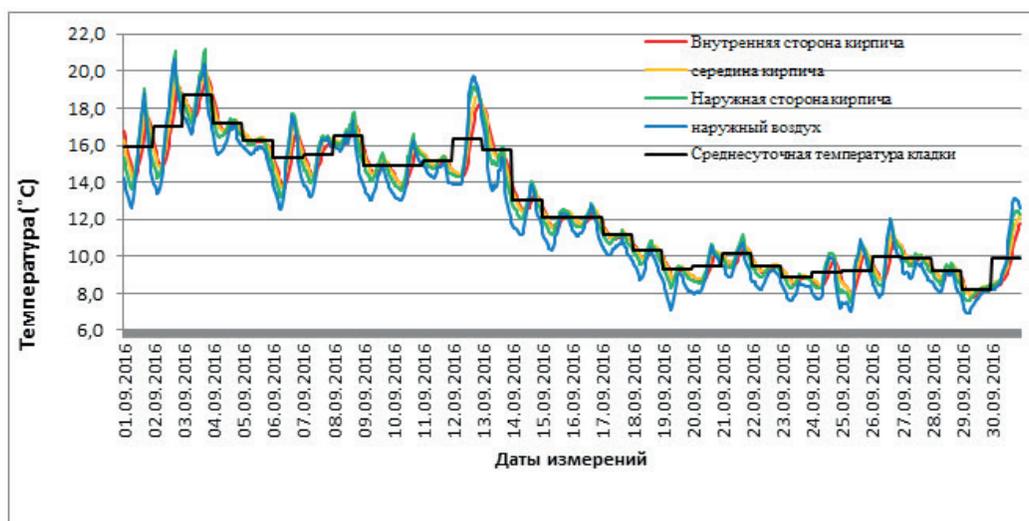


Рис. 16в. Графики изменения температуры наружного воздуха (вверху) и лицевого слоя (внизу) в сентябре 2016 г.



Рис. 16г. Графики изменения температуры наружного воздуха и лицевого слоя в октябре 2016 г.

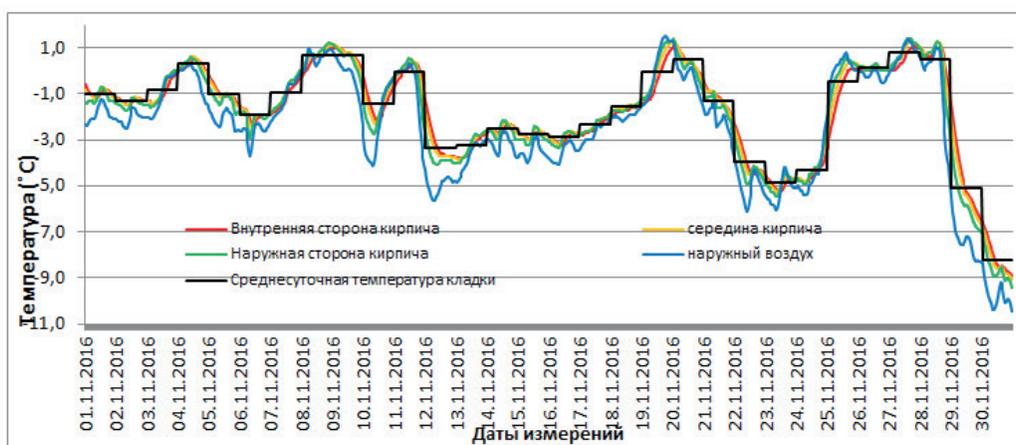


Рис. 16д. Графики изменения температуры наружного воздуха и лицевого слоя в ноябре 2016 г.



Рис. 16д. Графики изменения температуры наружного воздуха и лицевого слоя в ноябре 2016 г.

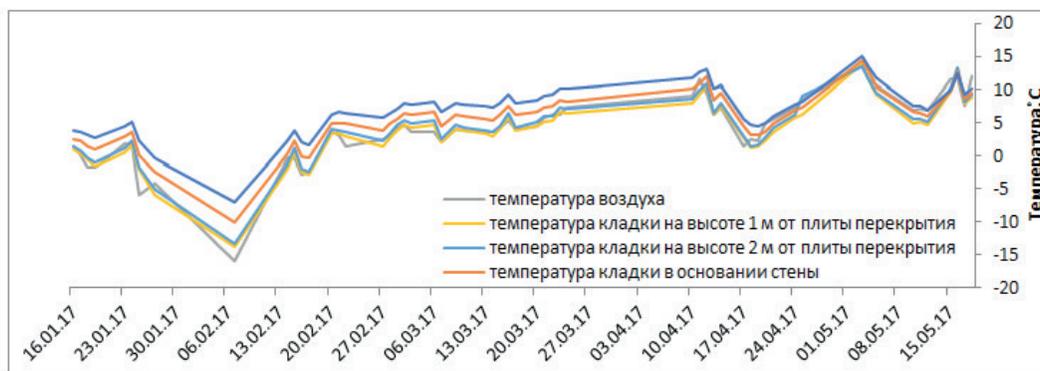


Рис. 16е. Температура торца плиты и лицевого слоя по высоте стены с января 2017 г. по май 2017 г.

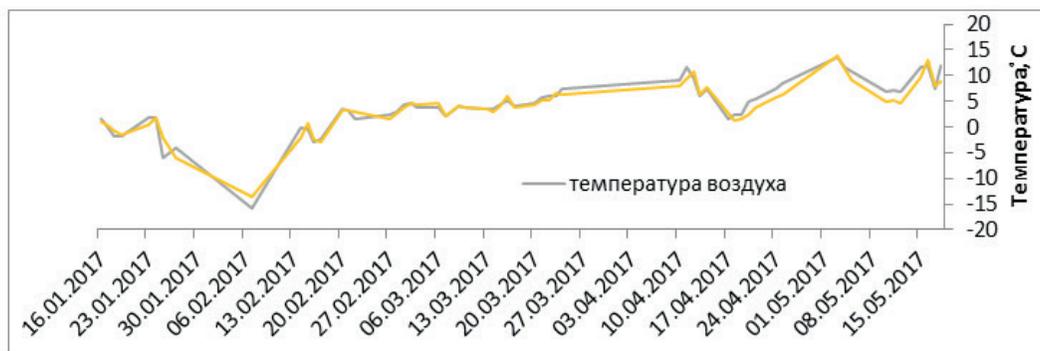


Рис. 17. График зависимости температуры лицевого слоя от температуры наружного воздуха с января 2017 г. по май 2017 г.

Результаты измерения горизонтальных деформаций кладки лицевого слоя и железобетонной плиты и развития трещин

На рисунках 18-22 приведены результаты проводившихся в течение более двух лет измерений горизонтальных перемещений кладки лицевого слоя и плиты вдоль ее наружных граней. Перемещения кладки лицевого слоя даны для середины его толщины и подсчитаны как среднее между перемещениями по наружной и внутренней его сторонам. Знак минус принят для перемещений и деформаций, при которых происходило сокращение размеров.

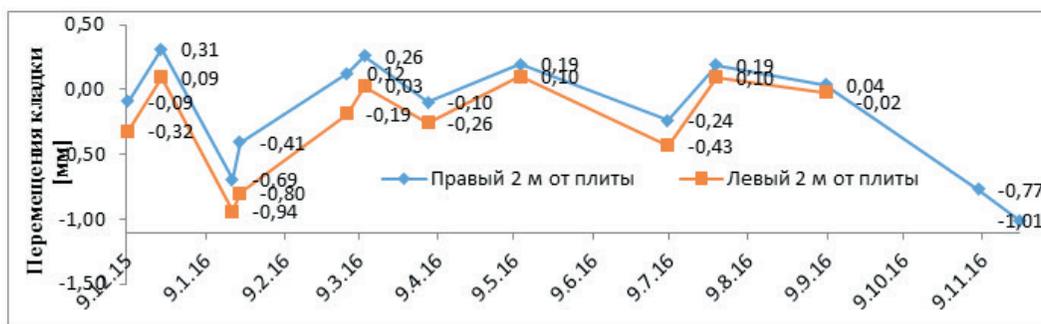


Рис. 18. Горизонтальные перемещения лицевого слоя на высоте 2 м от основания стены с декабря 2015 г. по ноябрь 2016 г.

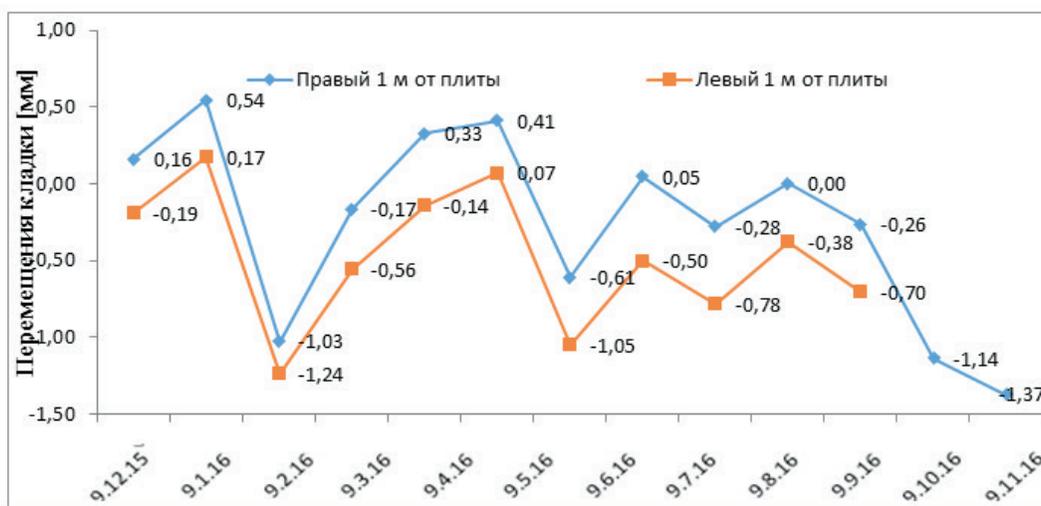


Рис. 19. Горизонтальные перемещения лицевого слоя на высоте 1 м от основания стены с декабря 2015 г. по ноябрь 2016 г.



Рис. 20. Горизонтальные перемещения кладки лицевого слоя в основании стены с декабря 2015 г. по ноябрь 2016 г.

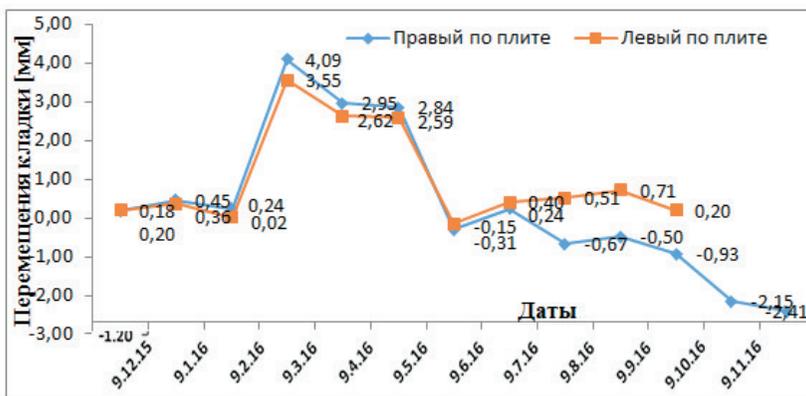


Рис. 21. Горизонтальные перемещения железобетонной плиты со стороны улицы с декабря 2015 г. по ноябрь 2016 г.



Рис. 22. Горизонтальные перемещения плиты и лицевого слоя на различных уровнях по высоте стены с января 2017 г. по май 2017 г.

19.01.16 г. в кладке лицевого слоя впервые были обнаружены вертикальные сквозные трещины. Схема трещин и мест измерения ширины их раскрытия приведена на рис. 23. С 22.01.16 г. по 25.01.16 г. произошло дальнейшее развитие трещин по высоте. С наступлением тепла началось закрытие трещин, и в апреле 2016 г. ширина их раскрытия уже не превышала 0,05 мм. Раскрытие трещин началось с наступлением холодов осенью 2016 г. Во время морозов в январе 2017 г. произошло развитие трещин по высоте. При этом в каждой стене наряду с другими образовалось по одной трещине, проходящей на всю высоту стены. После этого раскрытие происходило в основном по этим трещинам. Графики развития ширины раскрытия трещин в течение всего периода наблюдений приведены на рисунках 24 и 25.

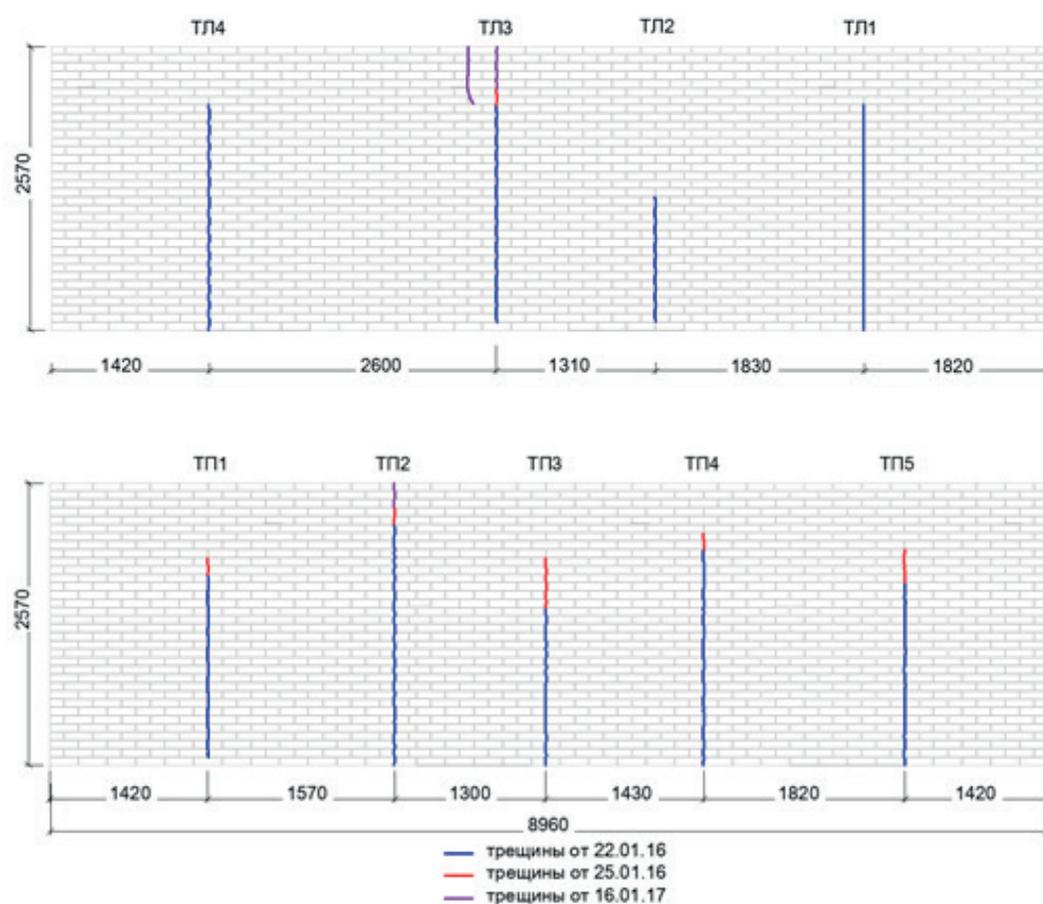


Рис. 23. Схема трещин в кладке лицевого слоя продольных стен модели по состоянию на 22.01.2017 г.:
вверху – в левой стене; внизу – в правой стене



Рис. 24. Раскрытие трещин в лицевом слое левой стены с января по май 2017 г.

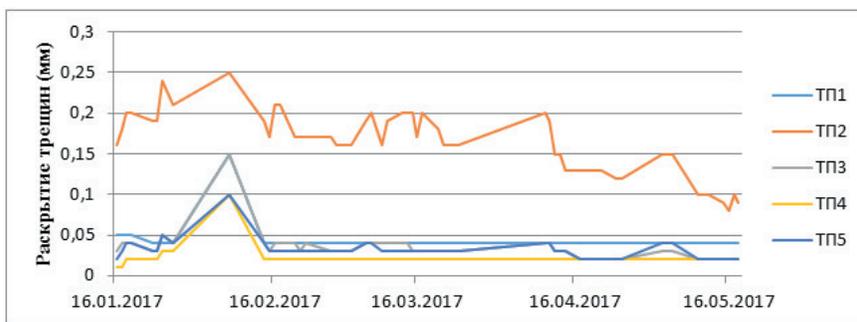


Рис. 25. Раскрытие трещин в лицевом слое правой стены с января по май 2017 г.

Этот пример иллюстрирует, как свободные температурные деформации кладки нижней части стены сдерживаются плитой перекрытия даже при наличии в кладке вертикальных трещин.

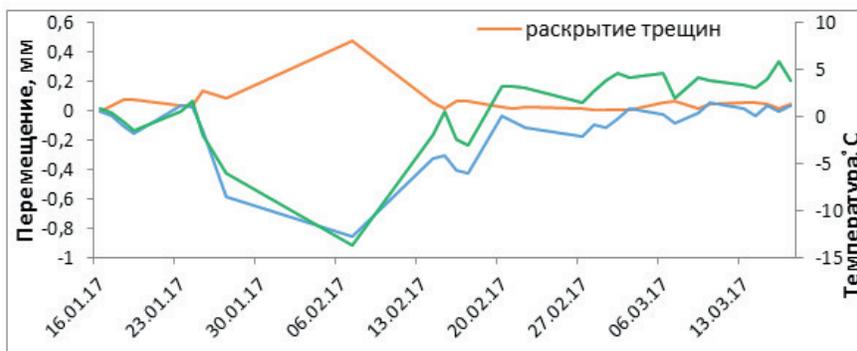


Рис. 26. График перемещений кладки по прогибомерам и суммарные раскрытия трещин правой стены модели в зависимости изменения температуры кладки

На рис. 26 приведены графики суммарной ширины раскрытия трещин и горизонтальных перемещений лицевого слоя с 16.01.2017 г. по 13.03.2017 г. на высоте 1 м от основания, где в этот период наблюдалась наибольшая ширина раскрытия трещин. Там же показан график изменения температуры клицевого слоя. *Прослеживается четкая корреляционная зависимость ширины раскрытия трещин и перемещений кладки от ее температуры*, которая снизилась за период с 16.01.2017 г. по 6.02.2017 г. на 14,1 °С. Видно, что расстояние между противоположными углами стены за этот же период сократилось на $e = 0,85$ мм, в то время как суммарная ширина трещин раскрытия трещин $e_{тр}$, наоборот, увеличилась на 0,48 мм.

Свободные температурные перемещения кладки на длине стены L_x были бы равны:

$$\Delta e_{\text{клад}}(t) = \alpha_t \cdot \Delta t \cdot L_x = 0,0000066 \cdot 14,1 \cdot 8960 = 0,82 \text{ мм.}$$

Вместе с тем фактические суммарные перемещения собственно кладки на длине стены L_x равны

$$e_{\text{клад}} = e - e_{\text{тр}} = 0,85 - 0,48 = 0,37 \text{ мм.}$$

Выводы

Проведенными на крупномасштабной модели экспериментальными исследованиями в течение двух с половиной лет было установлено следующее.

1. Температурные деформации кладки лицевого слоя в нижней части стен сдерживаются железобетонной плитой, на которую они опираются.

2. В верхней части стен температурные деформации кладки лицевого слоя являются практически свободными.

3. Температура кладки распределена по толщине лицевого слоя практически равномерно.

4. Пиковые значения температуры кладки за сутки отстают от пиковых значений температуры наружного воздуха не более чем на 2-2,5 ч.

5. Образование и раскрытие трещин происходило в кладке лицевого слоя продольных стен с наступлением морозов и пуском тепла в помещение.

6. В теплое время происходило закрытие трещин.

7. С образованием в каждой из продольных стен в середине их длин по одной трещине на всю высоту стены суммарная ширина раскрытия трещин определялась практически только этими трещинами.

8. Расстояние между трещинами составило 1,5 ... 1,9 м.

9. Вблизи углов образование трещин не происходило.

10. Коэффициент линейного расширения кладки лицевого слоя в диапазоне температур от минус 20 °С до +20 °С на основе проведенного эксперимента с использованием холодильной камеры принят равным 0,0000066 °С⁻¹.

11. Проведенные исследования позволили в дальнейшем уточнить картину НДС кладки лицевого слоя при температурных воздействиях с учетом совмест-

ной работы с железобетонной плитой, была получена достоверная картина образования и развития трещин в кладке. Это, в свою очередь, позволило обосновано произвести разработку и корректировку расчетных схем МКЭ и назначение температурных нагрузок.

Библиографический список

1. *Filiz Senkal Sezer, Cihan M. T., Sükran Dilmaç*. Experimental analysis of the thermal behavior of mezzanine floors in buildings with cavity wall insulation // Turkey Scientific Research and Essays. Vol. 5(14), Pp. 1925-1934, 18 July, 2010.
2. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции.
3. EN 1966-1-1:2004 / Eurocode 6. Design of masonry structures // Part 1: General Rules for reinforced and unreinforced masonry. CEN, Brussels 2004.
4. *Мурый М. А.* Температурные деформации влажной кирпичной кладки // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2008. № 1. С. 79-85.

Автор

Михаил Карпович ИЩУК, канд. техн. наук, зав. лабораторией ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Mikhail ISHCHUK, Ph.D. in Engineering, Head of the Laboratory TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: kamkon@yandex.ru

тел.: +7 (926) 535-20-32; +7 (499) 174-79-96 (83)

ИСПЫТАНИЯ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ВЫСОКОПРОЧНЫХ БЕТОНОВ И СТАЛЕФИБРОБЕТОНОВ

STRENGTH ASSESSMENT OF HIGH- PERFORMANCE CONCRETE AND FIBER CONCRETE BEAMS

Д. В. КОНИН, канд. техн. наук

А. С. КРЫЛОВ

Представлены результаты испытаний балочных конструкций с применением высокопрочных бетонов и сталефибробетонов. Оценена эффективность применения прямой стальной фибры в изгибаемых конструкциях. Описан характер разрушения моделей. Приведены результаты измерений вертикальных перемещений и ширины раскрытия трещин; выполнено сравнение с нормируемыми величинами. Представлены графики напряжений и деформаций в арматуре и бетоне моделей, отмечены их особенности. Дана оценка существующих методик расчета изгибаемых железобетонных конструкций из высокопрочного бетона по первой группе предельных состояний. Отмечены особенности трещинообразования и разрушения моделей из высокопрочных бетонов.

The results of testing high-strength concrete beam models and composite steel and concrete beam models are presented. The efficiency of application of a straight steel fiber in bent constructions is given. The nature of fracture of the models is described. The results for vertical displacements and widths of cracks are given; comparison with normal values is made. Graphics of stresses and strains in the reinforcement bars and in the concrete of models are presented, their peculiarities are noted. The estimation of existing methods of calculating bending reinforced concrete structures on the first and second group of limit states is done. Features of crack formation and failure patterns of high-strength concrete are given.

Ключевые слова:

Высокопрочный бетон, напряжения, относительные деформации, расчет по нормам, сталежелезобетон, сталефибробетон, трещиностойкость, ширина раскрытия трещин

Key words:

Calculation standards, crack resistance, crack width, fiber concrete, high performance concrete, strain, stress

Увеличение этажности в современном высотном строительстве требует от проектировщиков внедрения новых строительных технологий и материалов. Одним из наиболее перспективных решений является применение композитных конструкций из сталежелезобетона, сочетающих в себе все плюсы стальных прокатных элементов и железобетона и позволяющих существенно увеличить полезную площадь жилых и общественных помещений в высотных комплексах. Стимулом для более интенсивного использования при проектировании сталежелезобетонных конструкций должен стать выпуск нового СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования», а также соответствующего Руководства с примерами расчетов.

В последнее время все большую популярность набирают высокопрочные бетоны, отвечающие современным требованиям и позволяющие расширить возможности строительной отрасли. Большое внимание уделяется исследованиям строительных материалов с повышенными прочностными и деформативными характеристиками. На настоящий момент проведены исследования по разработке высокоподвижных или самоуплотняющихся смесей для получения сверхвысокопрочного самоуплотняющегося фибробетона класса по прочности на сжатие выше В100 [1]. Проведена оценка эффективности данного материала в конструкциях, работающих на внецентренное сжатие [11], оценены особенности работы данного бетона на поверхности контакта «сталь - бетон» [12]. Удобокладываемость материала, описанного в [1], а также его повышенные прочностные и деформационные характеристики делают привлекательным его применение в монолитном строительстве, в том числе для балок перекрытий. Этому посвящено настоящее исследование. При подготовке к эксперименту были изучены аналогичные статьи, посвященные различным исследованиям конструкций, работающим на изгиб [13, 14].

В 2015 г. группой специалистов ЦНИИСКА им. В. А. Кучеренко был выполнен комплекс испытаний сталежелезобетонных конструкций для строительства высотного здания. Модели балочных конструкций изготавливали в макетной мастерской ЦНИИСКА, бетон и сталефибробетон – в Лаборатории «Химических добавок и модифицированных бетонов» НИИЖБа под руководством С. С. Каприелова и И. А. Чилина. В рамках исследовательской работы были испытаны 12 моделей из высокопрочного бетона и 12 моделей из высокопрочного фибробетона. Модели выполнены прямоугольного поперечного сечения 200×150 мм длиной 1,5 м. Подробное описание моделей приведено в [2]. Основные параметры моделей приведены в табл. 1, общие виды поперечных сечений – на рисунках 1 – 3.

Таблица 1

Характеристика моделей

Группа моделей	Число моделей	Материал	Класс бетона по прочности на сжатие	Коэффициент фибрового армирования по объему μ_{fv}	μ , % армирования
Б1	3	Бетон	В90	-	1,9
Б2	3	Фибробетон	В130	0,023	1,9
Б3	3	Фибробетон	В130	0,023	-
Б4	3	Бетон	В90	-	9,13
Б5	3	Бетон	В75	-	9,13
Б6	3	Бетон	В90	-	7,79
Б7	3	Фибробетон	В100	0,023	1,9
Б8	3	Фибробетон	В100	0,023	-

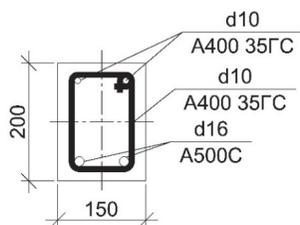


Рис. 1. Поперечное сечение моделей группы Б1, Б2, Б7

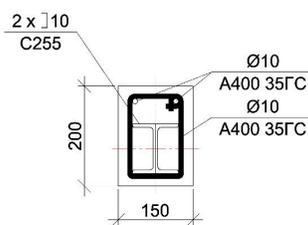


Рис. 2. Поперечное сечение моделей группы Б4, Б5, Б6

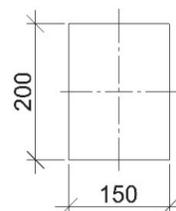


Рис. 3. Поперечное сечение моделей группы Б3, Б8

В рамках настоящей статьи остановимся на рассмотрении моделей балок без стального сердечника – Б1, Б2, Б7, Б3, Б8.

Для получения картины относительных деформаций во время эксперимента, на модели были установлены тензорезисторы. На рис. 4 показана установка датчика на стержневую арматуру. Схемы размещения датчиков приведены на рис. 5.



Рис. 4. Зачистка поверхности, установка тензорезистора, защита эпоксидной смолой

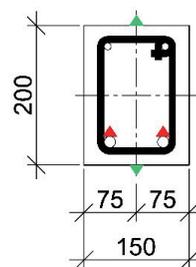


Рис. 5. Схема установки тензорезисторов

Все модели были испытаны на чистый изгиб (рис. 6). Опираение моделей – шарнирное (рис. 7). Распределение усилия гидравлического пресса между двумя точками обеспечивалось посредством стальной двутавровой траверсы.

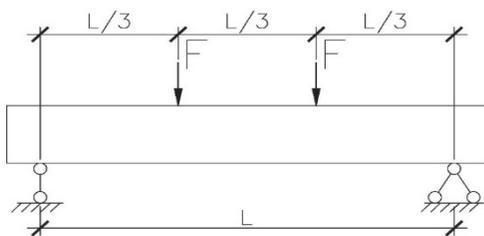


Рис. 6. Схема приложения нагрузок на модели



Рис. 7. Инвентарная шарнирно-подвижная опора

Прочностные характеристики бетона контролировались в возрасте 28 суток и на момент испытания моделей, для чего было подготовлено по три образца – куба со стороной 10 см для каждой партии бетонирования. Результаты испытания кубов согласно [3] представлены в табл. 2.

Таблица 2

Результаты испытаний образцов – кубов

<i>Группа моделей</i>	<i>Кубиковая прочность бетона при сжатии в возрасте 28 суток, МПа</i>	<i>Кубиковая прочность бетона при сжатии на момент испытания, МПа</i>
Б1	103,6	112,8
Б2	152,4	158,6
Б7	112,4	114,0
Б3	149,6	157,4
Б8	119,2	123,0

Испытание всех моделей проведено в соответствии с положениями [4]. Последовательность произведенных испытаний описана в [2].

При подготовке к испытаниям вычислены величины предельных изгибающих моментов, которые могут быть восприняты сечением моделей согласно [5 – 8]. Результаты вычислений и фактические предельные моменты, соответствующие разрушающей нагрузке, приведены в табл. 3.

Таблица 3

Пределные изгибающие моменты

Группа моделей	$M_{\text{разр, эксперим}} (среднее для группы)$	Для моделей из высокопрочного бетона – по [7], для моделей из высокопрочного фибробетона – по [5]		Для моделей из высокопрочного фибробетона – по [6]	
		$M_{\text{теор.пред}}$	Отклонение от эксперимента (среднее для группы)	$M_{\text{теор.пред}}$	Отклонение от эксперимента (среднее для группы)
	кНм	кНм	%	кНм	%
Б1	53.57	49.11	8.3	-	-
Б2	63.27	62.72	0.5	56.99	9.6
Б3	19.20	25.65	-34.1	-	-
Б7	52.84	60.59	-14.8	50.56	4.2
Б8	13.26	25.23	-90.4	-	-

Из табл. 3 видно, что наилучшая сходимость теоретических расчетов с экспериментальными данными достигнута для моделей, выполненных с применением стержневой арматуры (как при расчетах по действующим нормам [5, 7], так и по разрабатываемым [6]). Наибольшие отклонения получены при расчете по [5] для балок, имеющих только дисперсное армирование. Вероятная причина – использование относительно короткой фибры длиной 13 мм прямого профиля, в то время как для конструкций, работающих на изгиб, рекомендована волновая или анкерная фибра. Преднапряжение фибробетона, выполненное для моделей Б7 и Б8, не оказало положительного эффекта на несущую способность моделей. Таким образом, рассматриваемый тип фибры (стальная фибра прямого профиля длиной 13 мм) не вносит существенный вклад в несущую способность изгибаемых элементов. Уместно отметить, что использование в расчетах соотношений из [6] дает небольшие запасы по несущей способности элементов (до 9,6%), соотношения из [5], напротив, показывают результаты, превосходящие данные эксперимента, что недопустимо для реальных конструкций.

Процесс разрушения моделей всех групп характеризовался возникновением большого числа вертикальных и наклонных трещин. Момент трещинообразования зафиксирован при величине 20, 27 и 26% от разрушающей нагрузки для групп моделей Б1, Б2, Б7 соответственно. Таким образом, модели с применением фибробетона обладают несколько повышенной трещиностойкостью по сравнению с моделями, выполненными из высокопрочного бетона.

Разрушение моделей группы Б1, выполненных из высокопрочного бетона, происходило вследствие скола бетона сжатой зоны (рис. 8, а); моделей группы Б2, выполненных из высокопрочного фибробетона, – вследствие разрыва растянутой арматуры (рис. 8, б); моделей группы Б7, выполненных из высокопрочного фибробетона с самоупреждением, – вследствие смятия бетона сжатой зоны, но без разрывов арматуры и без сколов бетона (рис. 8, в). Для всех моделей отмечено, что перед потерей несущей способности напряжения в растянутой арматуре достигали предела текучести.



Рис. 8. Характерное разрушение моделей группы: а – B1; б – B2; в – B7

По результатам испытаний построены графики вертикальных перемещений моделей под нагрузкой (рис. 9) и диаграммы, иллюстрирующие ширину раскрытия трещин на каждой ступени нагружения (рис. 10 – для моделей B1, B2, B7; рис. 11 – для моделей B3, B8).

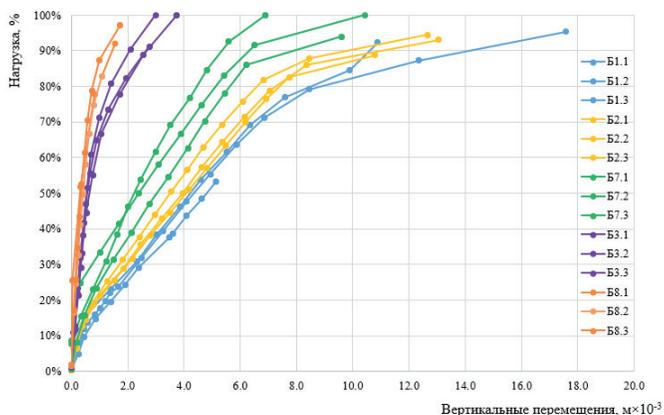


Рис. 9. Вертикальные перемещения моделей

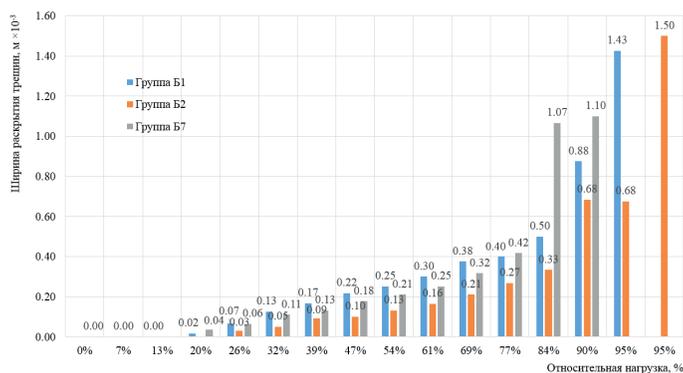


Рис. 10. Ширина раскрытия трещин в моделях Б1, Б2, Б7 по ступеням нагружения

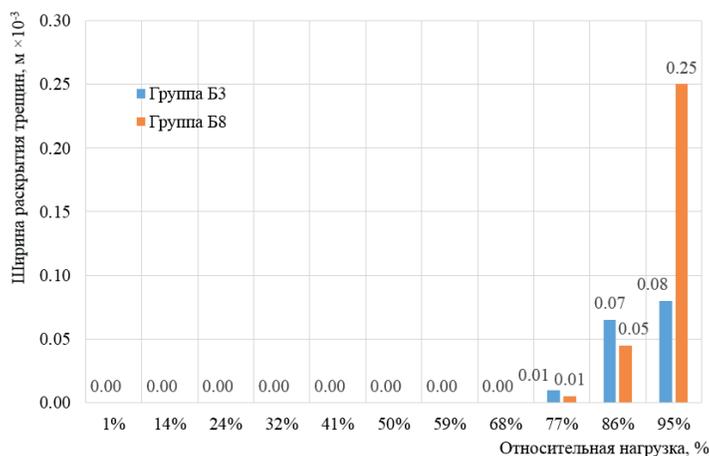


Рис. 11. Ширина раскрытия трещин в моделях Б3, Б8 по ступеням нагружения

Максимальные перемещения моделей на момент разрушения приведены в табл. 6. Наибольшие вертикальные перемещения зафиксированы для моделей группы Б1 – 14,28 мм, что составляет 1/98 величины пролета балки. Для моделей, имеющих только дисперсное армирование, характерны малые вертикальные перемещения.

Таблица 6

Максимальные перемещения моделей

Группа моделей	Перемещение, $м \times 10^{-3}$	Перемещение по отношению к пролету балки
Б1	14,28	L/98
Б2	12,48	L/112
Б7	9,11	L/154
Б3	3,19	L/438
Б8	1,66	L/846

По результатам обработки показаний тензорезисторов построены графики напряжений и деформаций, возникающих в стержневой арматуре и бетонной части моделей, зависимости приведены на рисунках 12 – 15.

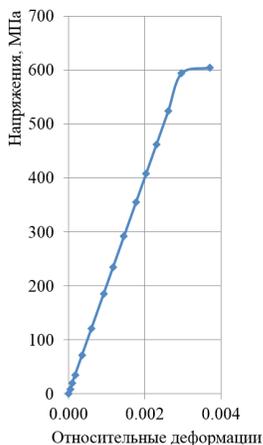


Рис. 12. Зависимость напряжений от относительных деформаций для стержневой арматуры моделей группы Б2

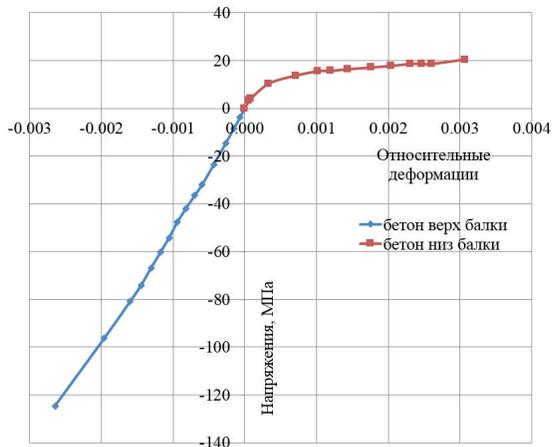


Рис. 13. Зависимость напряжений от относительных деформаций для бетона моделей группы Б2

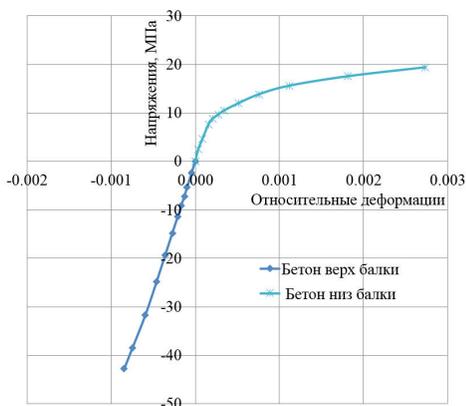


Рис. 14. Зависимость напряжений от относительных деформаций для бетона моделей группы Б3

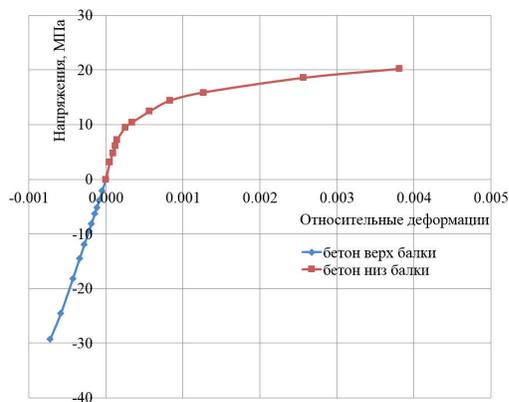


Рис. 15. Зависимость напряжений от относительных деформаций для бетона моделей группы Б8

На рис. 12 четко прослеживается предел текучести арматуры – от 600 до 620 МПа, что полностью совпадает с результатами испытаний образцов арматурных стержней на растяжение – 616 МПа. Экспериментально полученные величины относительных деформаций сжатия (см. рис. 13) для моделей со стержневой арматурой Б1, Б2, Б7 несколько превышают соответствующие значения, нормированные в [7] и приведенные в [9, 10]. Это объясняется тем, что бетон находится в сложном напряженном

состоянии вследствие наличия продольного и поперечного армирования. Предельные относительные деформации растяжения по результатам эксперимента (см. рис. 13) также превышают величины, указанные в [7]. Это вызвано наличием большого количества трещин в растянутой зоне бетона, часть из которых оказывается в пределах измерительной базы тензометрического датчика.

Сравнение полученных величин относительных деформаций на момент разрушения моделей и значений, указанных в [5, 6, 7, 9, 10], приведено в табл. 7.

Таблица 7

Предельные относительные деформации бетона моделей

Группа моделей	Эксперимент		Нормируемые по [5, 6, 7]		Экспериментальные по [9, 10]		Ср. отклонение от [5, 6, 7], %	Ср. отклонение от [9, 10], %
	Сжатие	Растяжение	Сжатие	Растяжение	Сжатие	Растяжение	Сжатие	Сжатие
Б1,1	3,39E-03	3,81E-03	0,00297	0,00015	0,00254	0,00048	-15,5	-34,9
Б1,2	-	-						
Б1,3	3,47E-03	5,09E-04						
Б2,1	2,78E-03	3,81E-03	0,00262	0,00015 - для бетона-матрицы (0,01...0,02*)	0,00327	0,00300	-10,0	11,8
Б2,2	3,22E-03	3,05E-03						
Б2,3	2,64E-03	3,07E-03						
Б7,1	3,49E-03	-	0,00280	0,00015 - для бетона-матрицы (0,01...0,02*)	0,00327	0,00300	-2,3	12,3
Б7,2	3,81E-03	-						
Б7,3	1,30E-03	2,32E-03						
Б3,1	9,80E-04	2,99E-03	0,00262	0,00015 - для бетона-матрицы (0,01...0,02*)	0,00327	0,00300	66,9	73,5
Б3,2	7,79E-04	2,23E-03						
Б3,3	8,41E-04	2,45E-03						
Б8,1	5,23E-04	1,91E-03	0,00280	0,00015 - для бетона-матрицы (0,01...0,02*)	0,00327	0,00300	79,8	82,7
Б8,2	7,25E-04	3,81E-03						
Б8,3	4,50E-04	-						

* Величина требует уточнения при испытаниях по определению остаточного сопротивления сталефибробетона осевому растяжению,

Выводы

1. Проведен комплекс работ по изучению работы изгибаемых конструкций, выполненных из железобетона, сталежелезобетона и сталефибробетона. Испытаны 9 моделей со стержневой арматурой, 9 моделей с жесткой арматурой и 6 моделей, имеющих только дисперсное армирование, выполненных из высокопрочного бетона и сталефибробетона (в том числе с самоупрочнением) класса по прочности на сжатие В75...В130.

2. Поведение железобетонных конструкций со стержневой арматурой с применением высокопрочного бетона и сталефибробетона при расчетах по первой группе предельных состояний удовлетворительно описывается представленными в [6, 7]

методиками расчета: расхождение теоретических и экспериментальных величин не превышает 8,5 % при расчетах по [7] и 10% – по [6].

3. Для сталежелезобетонных балок с применением высокопрочных бетонов расхождение данных экспериментальных и теоретических по СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» не превышает 8% [2].

4. Процесс разрушения моделей всех групп характеризовался возникновением большого числа вертикальных и наклонных трещин. Момент трещинообразования зафиксирован на отметке 20, 27 и 26% от разрушающей нагрузки для групп моделей Б1, Б2, Б7 соответственно. Для моделей с применением высокопрочного фибробетона отмечена повышенная трещиностойкость по сравнению с моделями, выполненными из высокопрочного бетона.

5. Характер разрушения моделей со стержневой арматурой: выполненных из высокопрочного бетона – вследствие скола бетона сжатой зоны; выполненных из высокопрочного фибробетона – вследствие разрыва растянутой арматуры; выполненных из высокопрочного фибробетона с самоупрочением – вследствие смятия бетона сжатой зоны, но без разрывов арматуры и без сколов бетона.

6. Модели, имеющие только дисперсное армирование, разрушались внезапно, при этом трещинообразование почти отсутствовало.

7. Экспериментально полученные величины относительных деформаций сжатия для моделей со стержневой арматурой несколько превышают соответствующие значения, нормированные в [7] и приведенные в [9, 10]. Это объясняется тем, что бетон находится в сложном напряженном состоянии из-за наличия продольного и поперечного армирования. Предельные относительные деформации растяжения по результатам эксперимента также превышают величины, указанные в [7]. Это вызвано наличием большого количества трещин в растянутой зоне бетона, часть из которых оказывается в пределах измерительной базы тензометрического датчика.

8. Анализ перемещений моделей под нагрузкой и раскрытия трещин по ступеням нагружения показал отсутствие резких скачков и перепадов для балок со стержневой арматурой. Для моделей, имеющих только дисперсное армирование, образование и быстрое раскрытие трещин происходило непосредственно перед разрушением.

9. Обобщая результаты испытания моделей с одним только дисперсным армированием (стальная фибра прямого профиля длиной 13 мм), можно заключить, что в отношении несущей способности изгибаемого элемента ее применение не очень эффективно. Для этой цели следует использовать другие виды фибры – анкерную, волнистую. Однако в этом случае теряется основное преимущество примененного материала: удобоукладываемость – наличие высокой подвижности (расплав стандартного конуса – в диапазоне 70 ... 75 см) и повышенной связности – нерасслаиваемости [1], позволяющие относить материал к категории самоуплотняющихся. Использование других видов дисперсного армирования приводит еще и к удорожанию изделия и влияет на экономическую составляющую производства.

В то же время применение рассмотренного в работе сталефибробетона позволяет уменьшить ширину раскрытия трещин по сравнению с аналогичными элементами, выполненными из высокопрочного бетона, от 1,5 до 2 раз, что необходимо в определенных отраслях строительной индустрии.

Библиографический список

1. Каприелов С. С., Чилин И. А. Сверхвысокопрочный самоуплотняющийся фибробетон для монолитных конструкций // Строительные материалы. 2013. № 7. С. 28-30.
2. Травуш В. И., Конин Д. В., Крылов А. С., Каприелов С. С., Чилин И. А. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на изгиб // Строительство и реконструкция. 2017. №4 (72). С. 63-71.
3. ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
4. ГОСТ 8829-94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.
5. СП 52-104-2006*. Сталефибробетонные конструкции.
6. СП XXX (проект). Конструкции сталефибробетонные. Правила проектирования. Первая редакция.
7. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.
8. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.
9. Ромкин Д. С. Влияние возраста высокопрочного бетона на его физико-механические и реологические свойства. Дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Ромкин Денис Сергеевич. М., 2007.
10. Мишина А. В. Влияние возраста высокопрочного сталефибробетона на его физико-механические и реологические свойства. Дисс.... канд. техн. наук: 05.23.01 / Мишина Александра Васильевна. М., 2013.
11. Травуш В. И., Конин Д. В., Рожкова Л.С., Крылов А. С., Каприелов С. С., Чилин И. А., Мартиросян А. С., Фимкин А. И. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на внецентренное сжатие // Academia. Архитектура и строительство. 2016. №3. С. 127-135.
12. Травуш В. И., Каприелов С. С., Конин Д. В., Крылов А. С., Кашеварова Г. Г., Чилин И. А. Определение несущей способности на сдвиг контактной поверхности «сталь - бетон» в сталежелезобетонных конструкциях для бетонов различной прочности на сжатие и фибробетона // Строительство и реконструкция. 2016. №4 (66). С. 45-55.

13. Крылов С. Б., Арленинов П. Д. Инженерный подход к решению задачи об изгибе упруго-ползучего стержня // Строительная механика и расчет сооружений. 2013. №2 (247). С. 6-9.

14. Крылов С. Б., Арленинов П. Д. Уравнение изгиба стержня при кусочно-линейном законе деформирования ползучего материала // Строительная механика и расчет сооружений. 2013. №3 (248). С. 9-11.

Авторы:

Денис Владимирович КОНИН, канд. техн. наук, заведующий сектором ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Denis KONIN, Ph.D. in Engineering, Chief manager of Sector, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: konden@inbox.ru

Алексей Сергеевич КРЫЛОВ, старший научный сотрудник ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Alexey KRYLOV, researcher, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: kryl07@mail.ru

тел.: +7 (919) 723-05-71

НАУЧНО-ПРАКТИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ВЫЯВЛЕНИЯ ДЕФЕКТОВ ОГНЕЗАЩИТНЫХ ПОКРЫТИЙ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

RESEARCH AND PRACTICE ASPECTS OF IDENTIFICATION OF DEFECTS OF FIRE RETARDANT COATINGS OF BUILDING STRUCTURES

Ю. В. КРИВЦОВ, д-р техн. наук

И. Р. ЛАДЫГИНА, канд. техн. наук

Н. О. МЕЛЬНИКОВ, канд. техн. наук

Работа имеет целью формирование научно-методических подходов к выявлению дефектов огнезащитных покрытий, которые позволят более полно и квалифицированно проводить экспертную оценку состояния огнезащитных покрытий и, как следствие, снижать общие уровни рисков и пожарную опасность. Приведены результаты исследований огнезащитных покрытий, эксплуатируемых на металлоконструкциях, по таким показателям как адгезия, коэффициент вспучивания, химический состав, термоаналитические характеристики.

The work is mainly aimed at developing scientific and methodological approaches to identification of defects in fire retardant coatings that will allow more complete and qualified expert assessment of the state of fire-retardant coatings and, as a result, reduce overall risk levels and fire hazard. The results of research on fire-retardant coatings used on metal structures are given according to such indices as adhesion, intumescence coefficient, chemical composition, thermoanalytical characteristics.

Ключевые слова:

Выявление дефектов огнезащитных покрытий, огнезащита строительных конструкций, огнезащитные покрытия

Key words:

Fire protection of building structures, fire retardant coatings, identification of defects of fire retardant coatings

Безопасность строительных объектов принимает с каждым днем всё более важное значение в нашем обществе. Остро стоят вопросы обеспечения пожарной безопасности при строительстве, реконструкции и эксплуатации уникальных промышленных и общественных зданий и сооружений. Статистика МЧС России показывает, что за последние пять лет обстановка с пожарами и их последствиями имеет устойчивую положительную динамику снижения, но при этом гибель людей остается неоправданно высокой. Поэтому применение конструкций с высокой степенью огнестойкости, а строительных материалов – с минимальной пожарной опасностью является перво-степенной задачей при проектировании и строительстве здания.

Необходимость соблюдения требований пожарной безопасности объектов обусловила появление множества разработок по огнезащите материалов и конструкций путем нанесения на их поверхность огнезащитных средств, базирующихся в большинстве своем на антипиренах с варьируемым соотношением и целевыми добавками.

Огнезащитные покрытия, нанесенные на конструкции, могут иметь различные дефекты, вызванные нарушением технологий устройства покрытий, а также естественным старением. Сроки эксплуатации огнезащитных покрытий, за редкими исключениями, не проверяются производителями, а предполагаются исходя из опыта применения такого рода покрытий, в том числе отсутствует согласованность нормативной базы по определению огнезащитных свойств покрытия с выявлением параметров их старения.

Поэтому большую роль играет практика выявления несоответствий эксплуатируемых огнезащитных покрытий требованиям нормативных документов и, таким образом, определение возможного снижения имеющихся огнезащитных свойств. На практике это связано с контролем качества выполнения работ и продлением сроков эксплуатации огнезащитных покрытий. Работы по переустройству огнезащитных покрытий строительных конструкций по истечении срока эксплуатации – очень трудоемкий процесс, часто связанный с приостановкой деятельности предприятия. В некоторых случаях это недопустимо, а в других это можно предупредить, проведя комплекс исследований по подтверждению сохранения защитных свойств покрытия и при положительных результатах продлить срок эксплуатации.

По истечении срока эксплуатации, установленного производителем, огнезащитное покрытие подлежит проверке сохранности его огнезащитных свойств, которая включает в себя проведение идентификации методами термического анализа. При этом нормативными документами регламентируется отбор проб огнезащитного покрытия с обследуемого объекта и их количества относительно общей площади, но не регламентируются места отбора, которые должны зависеть от выявляемых дефектов и их площади.

Данная работа направлена на выработку научно-методических подходов к выявлению дефектов огнезащитных покрытий, которые позволят более полно и квалифицированно проводить экспертную оценку состояния огнезащитных покрытий и, как следствие, снижать общие уровни рисков и пожарную опасность.

Основная часть строительных конструкций, применяемых в современном строительстве, выполнена из металла и железобетона. Исходя из этого, имеет место множество разработок и производимых составов для доведения пределов огнестойкости конструкций до нормируемых показателей. Основными здесь являются покрытия, формируемые на основе огнезащитных красок и штукатурок на различных по природе связующих.

При огнезащите металлических конструкций в настоящее время в основном используются конструктивные штукатурные огнезащитные материалы и вспучивающиеся краски, а при огнезащите железобетонных конструкций в большинстве случаев – конструктивные штукатурные огнезащитные материалы [1 – 4]. Широкое применение современных штукатурных огнезащитных материалов связано с обеспечением высоких пределов огнестойкости, низкой плотностью и теплопроводностью, технологичностью нанесения [5, 6].

Контроль состояния огнезащитных покрытий должен проводиться при сдаче работ, а также в процессе эксплуатации.

В различной нормативно-технической документации в зависимости от вида огнезащитного материала зачастую приводятся положения о контроле качества выполнения огнезащитных работ. Существуют различные стандарты организаций, в которых приводятся разделы по контролю качества, включающие визуальные и инструментальные методы: проверка документации на огнезащитное покрытие; визуальная оценка внешнего вида огнезащитного покрытия; замеры толщины огнезащитного покрытия; проверка адгезии огнезащитного покрытия. В настоящий момент идет развитие методов оценки качества огнезащитных покрытий [7].

Любой визуальный осмотр огнезащитного покрытия при контроле качества выполнения работ или при продлении срока эксплуатации имеет первостепенное значение. Все нормативные документы предусматривают анализ дефектов, но при этом методик выявления и классификации последних нет.

Оценка состояния огнезащитной обработки в течение всего гарантийного срока проводится путем визуального контроля и с использованием контрольно-измерительных приборов.

Оценку соответствия выполненных работ по огнезащите строительных конструкций осуществляют в три этапа:

- изучение предоставленной исполнительной документации с целью получения исходных данных для проведения оценки соответствия выполненных работ по огнезащите конструкций;
- визуальный контроль;
- контроль с применением контрольно-измерительных приборов и экспресс-методов.

Визуальный контроль основывается на оценке внешнего вида покрытия путем осмотра. При осмотре конструкций и изделий, которые защищены составами, обра-

зующими на поверхности объекта слой покрытия, определяется соответствие поверхности покрытия требованиям технической документации на применение состава и наличие необработанных мест; трещин, отслоений, вздутий, осыпаний; посторонних пятен, инородных включений и других повреждений.

Растрескивания, отслоения образуются вследствие:

- 1) некачественной подготовки поверхности конструкций, что приводит к ухудшению адгезионных свойств огнезащитных покрытий;
- 2) несоблюдения технологии нанесения;
- 3) несоответствия условий нанесения и эксплуатации (перепады температуры и влажности воздуха, попадание влаги на покрытие).

Потеки, наплывы, сморщивание образуются вследствие:

- 1) несоблюдения технологии устройства покрытия (толщина слоя превышает допустимые в 1,5 – 2,0 раза);
- 2) несоответствия условий нанесения и эксплуатации (в условиях повышенной влажности (более 85 %) покрытие плохо сохнет, течет и деформируется);
- 3) неполадок при работе оборудования.

Пузыри, набухание лакокрасочного покрытия образуются вследствие воздействия влаги и ее проникновения под покрытие.

Коррозия на поверхности огнезащитного покрытия свидетельствует о нарушении целостности огнезащитного покрытия на данном участке.

Все указанные несоответствия влекут за собой снижение огнестойкости конструкций, инженерного оборудования, повышение пожарной опасности материалов и изделий, вследствие чего огнестойкость конструкций перестает соответствовать проектной огнестойкости зданий (сооружений), ухудшается состояние объектов в отношении пожарной опасности.

На дефектных участках покрытие снимают, поверхность окрашивают заново. Особое внимание при контроле следует обращать на места соединений элементов конструкций и на труднодоступные места для нанесения огнезащитного покрытия.

При оценке соответствия проводится выборочный контроль с использованием контрольно-измерительных приборов для измерения толщины нанесенного слоя и его адгезии с целью оценки условий проведения огнезащитных работ и мониторинга огнезащитной эффективности при эксплуатации огнезащитных покрытий.

При продлении сроков эксплуатации огнезащитных покрытий должен предусматриваться также термический анализ образцов, отобранных с объекта с целью подтверждения термоаналитических характеристик. Данный метод осложнен тем, что по прошествии срока эксплуатации, исследователям требуется контрольный образец сравнения исходного материала, который зачастую невозможно получить, так как последний может уже быть снят с производства. Тогда полноценное подтверждение соответствия свойств покрытия нормативным документам не может быть получено.

В качестве основных при оценке огнезащитных свойств покрытий используются методы термического анализа (ТА).

Применение ТА позволяет:

- контролировать качество огнезащиты;
- оценивать изменение огнезащитных свойств покрытий в конкретных условиях эксплуатации;
- определять значимые ТА-характеристики.

Дефекты огнезащитных покрытий при качественном выполнении работ образуются только в процессе эксплуатации и связаны в основном с процессами старения и разрушения, а также с механическим повреждением.

Современные огнезащитные покрытия – очень сложные комплексные системы веществ, в состав которых входят разные типы связующих, антипиренов, специальных добавок, вспомогательных веществ [8 – 10]. Каждое из веществ, входящих в состав огнезащитного покрытия, выполняет ряд специфических функций, в целом определяя огнезащитные свойства покрытия. Соответственно, процесс старения, происходящий с каждым веществом в системе, может негативно отразиться на огнезащитной эффективности покрытия.

В процессе эксплуатации огнезащитные покрытия подвергаются воздействию различных факторов: света, температуры, кислорода воздуха, химически агрессивных сред, механических нагрузок. В результате воздействия этих факторов происходит разрушение покрытий, связанное с протеканием в плёнках необратимых химических и физических процессов.

В условиях эксплуатации весьма трудно установить влияние каждого из этих факторов на процесс разрушения покрытий. Поэтому изучение процесса старения покрытий, как правило, производится в определенных условиях, под действием отдельных факторов. Процессы старения и изменение свойств огнезащитных покрытий в зависимости от различных факторов при эксплуатации представляют весьма актуальную и малоизученную проблему. Известны работы, посвященные этим исследованиям, но они касаются изменения свойств покрытий в лабораторных условиях [11 – 14].

В начальной стадии старения наблюдается более четкое проявление надмолекулярных структур, закладываемых предысторией покрытия (в растворе, расплаве) и в процессе пленкообразования, а также формирование новых структурных элементов, которые уже с момента возникновения имеют тенденцию располагаться в определенном порядке. Последующее старение покрытия приводит к агрегированию структурных элементов и к образованию более сложных морфологических форм. Для одних лакокрасочных систем развитие надмолекулярных структур в процессе старения продолжается вплоть до разрушения покрытий, для других же систем с определенного момента старения рост структурных образований прекращается и наблюдается их стабилизация.

Покрытия, обладающие определенным комплексом химических свойств, приобретают совсем другой комплекс физических свойств вследствие изменения организации надмолекулярных структур в процессе старения.

Химические процессы, протекающие в покрытии при старении, способствуют формированию первичных структурных элементов с последующим образованием вторичных структур. На первой стадии старения покрытий химические явления неотделимы от структурных явлений, так как процессы деструкции и структурообразования протекают одновременно. В результате деструкции в покрытии возникают «свободные» объемы из-за улетучивания газообразных продуктов деструкции, а также более гибкие подвижные химические связи. На этой стадии старения покрытий наблюдается структурное упорядочение системы, приводящее к увеличению плотности упаковки макромолекул. При последующем старении плотность пленки снижается и образуется более рыхлая система, что связано с дальнейшими процессами структурообразования и возникновением более крупных надмолекулярных структур.

Изменение надмолекулярных структур в процессе старения происходит ступенчато – от простых форм к более сложным. Этот процесс сопровождается ростом внутренних напряжений и снижением прочностных характеристик и адгезии покрытий. Изучение влияния исходной надмолекулярной структуры покрытий на их устойчивость к процессам старения позволило установить, что характер и плотность упаковки надмолекулярной структуры определяют механизм разрушения покрытий под воздействием света, температуры и агрессивных сред. Закономерности изменения морфологии поверхности покрытий не зависят от условий старения. Изменение этих условий определяет лишь вид и степень разрушения покрытий.

Старение покрытий в различных условиях эксплуатации проявляется в потере блеска, изменении цвета, мелении, растрескивании, отслаивании и возникновении подплёночной коррозии, в снижении огнезащитной эффективности.

Старение начинается с покрывных слоев (при их наличии), наиболее подверженных внешним воздействиям, и продолжается непосредственно в объеме огнезащитного покрытия.

Специалистами Научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСКА им В. А. Кучеренко проводятся работы по исследованиям и наблюдению за состоянием различных огнезащитных покрытий как в процессе эксплуатации на различных объектах защиты, так и в лабораторных условиях и в условиях искусственного старения. Имеется опыт наблюдения за покрытиями, которые эксплуатируются около 20 лет и срок эксплуатации которых уже несколько раз продлевался по результатам исследований и идентификации их свойств. В частности, ведутся многолетние наблюдения за огнезащитным покрытием «Уникум» на несущих металлических конструкциях Балаковской АЭС.

Срок эксплуатации огнезащитных лакокрасочных покрытий обычно устанавливается производителем и равен 10-15 лет. В настоящее время многие разработчики проводят исследования по ускоренному климатическому старению с целью более

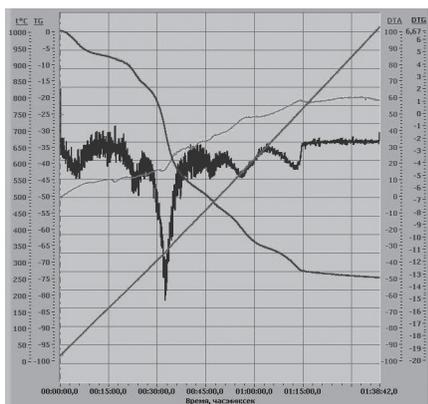
точного определения сроков возможной эксплуатации. На такие испытания существует система стандартов, которая в общем случае распространяется и предназначена для исследования антикоррозионных лакокрасочных покрытий. В ней приводятся показатели, характеризующие сохранность покрытия и защищаемого материала после ускоренного старения в заданном промежутке времени. Такие испытания проводят и для огнезащитных материалов, и тогда на основании выявления визуальных дефектов делаются выводы о сохранности, в том числе и огнезащитных свойств. Это не совсем правильно, так как определение огнезащитной эффективности – нормируемый показатель, и его необходимо также проверять по истечении искусственного старения, но имеющаяся нормативная база и аппаратно-приборная оснащённость испытательных центров позволяет проводить такие исследования далеко не для всех видов материалов и покрытий. Более того, принятые характеристики сохранения огнезащитной эффективности после ускоренного или натурального старения не существуют.

Имеющиеся методики идентификации и подтверждения сохранения огнезащитных свойств материалов методами химических и термических исследований применимы только на вспучивающихся покрытиях.

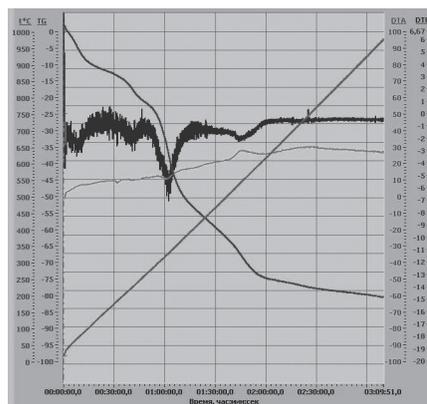
В состав водно-дисперсионных и органорастворимых огнезащитных вспучивающихся покрытий входит множество ингредиентов, на общую эффективность которых в значительной степени влияют количество и качество отобранного сырья. Основными компонентами таких систем, способствующими образованию пенококсового слоя, являются меламин, пентаэритрит и полифосфат аммония [15 – 17]. Полифосфат аммония (ПФА) является ключевым элементом в цепочке реакций образования пенококсового слоя в огнезащитных составах. Поэтому идентификация огнезащитных покрытий проводится методами химического и термического анализа с целью получения представлений о количествах основных действующих веществ вспучивающихся покрытий для последующей оценки сохранения огнезащитной эффективности покрытия.

В 2002 г. для обеспечения предела огнестойкости 0,75 ч (R45) на несущие металлоконструкции машинного зала Балаковской АЭС нанесено огнезащитное покрытие, которое представляет собой трехслойную композицию, формируемую путем нанесения антикоррозийной грунтовки «ГФ-021», огнезащитной краски «Уникум» и покрывной краски «Темакlor-40».

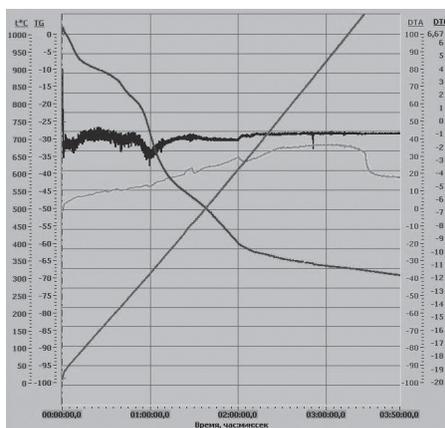
В 2016 г. проведены исследования огнезащитного покрытия с целью определения сохранности огнезащитных свойств. Проводились исследования отобранных с металлоконструкций образцов в сравнении с образцом-идентификатором по таким показателям как адгезия, коэффициент вспучивания, химический состав, термоаналитические характеристики. Дериватограммы образцов огнезащитного покрытия с различной степенью сохранения огнезащитных свойств представлены на рисунке.



a



б



в

Рисунок. Характерные дериватограммы образцов покрытия: *a* – сохранившие огнезащитные свойства; *б* – утратившие огнезащитные свойства до 30 %; *в* – полностью утратившие огнезащитные свойства или не являющиеся огнезащитными

Установлено, что толщины огнезащитного покрытия снизились в среднем в пределах 10 % относительно исходного покрытия. Отрыв покрытия от основания в основном носит когезионный характер, а сцепление системы огнезащитного покрытия к металлическому основанию в среднем составляет не менее 1,5 МПа. Содержание основных действующих веществ, а именно, ПФА, в составе проб снизилось в среднем на 10 %, а количество меламин снизилось приблизительно на 15 % по сравнению с его содержанием в свежем покрытии аналогичного состава.

На основании результатов ТА установлено, что основные процессы, определяющие огнезащитную эффективность материала, протекают на нескольких этапах деструкции в диапазоне температур 200 - 700 °С. Сравнение результатов термического анализа исследуемых образцов покрытия показало, что деструкция протекает подобно образцу-

идентификатору. При этом сохраняются величины амплитуд и температур максимумов основных (значимых) пиков ДТГ, коксовых и зольных остатков при сохранении соотношения экспериментальных и теоретических статистических критериев Фишера и Стьюдента. Наблюдаемые расхождения в температурном интервале 30 - 180 °С (связанные с потерей влаги образца идентификатора) являются несущественными (примерно 5 % по массе), так как при длительных сроках эксплуатации влажность материала на объекте практически снижается до минимальных значений. При этом наблюдается снижение значимых характеристик термоаналитических кривых с увеличением высоты огнезащитных металлических конструкций, что может быть связано с ростом температуры эксплуатации огнезащитного покрытия при увеличении высоты конструкции.

Анализ полученных экспериментальных данных позволил систематизировать следующие показатели:

- температура начала термического разложения в среднем составляет 180 - 200 °С, а окончания – 650 – 670 °С;
- максимальная скорость потери массы образца составляет 310 - 340 %/мин;
- зольный и коксовый остатки составляют в среднем более 20 %;
- коэффициент вспучивания огнезащитного покрытия после эксплуатации в среднем снижается с 30 до 20.

Полученные данные позволяют рассчитать среднее снижение эффективности огнезащитных покрытий в размере 1 – 2 % в год при условии правильной эксплуатации.

Библиографический список

1. *Рязанова Г. Н., Горелов С. А.* Анализ перспективных огнезащитных покрытий металлических конструкций / В сб.: Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство. Самарский государственный архитектурно-строительный университет.– Самара, 2016.– С. 284-286.
2. *Барышников А. А., Горелов С. А., Мустафин Н. Ш.* Анализ перспективных огнезащитных покрытий металлических конструкций // Региональное развитие. – 2016.– № 2. – С. 6.
3. *Bronzova M. K., Garifullin M. R.* Fire Resistance Of Thin-Walled Cold-Formed Steel Structures // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2016. – № 3 (42). – С. 61-78.
4. *Бод К., Сэше М., Фонтэно С., Фрим А., Жуков Р.* Огнезащитные покрытия: последние разработки в функциональных покрытиях, которые спасают жизнь // Лакокрасочные материалы и их применение. – 2017.– № 6.– С. 20-27.

5. *Кривцов Ю. В., Ладыгина И. Р., Колесников П. П.* Современные методы обеспечения огнестойкости стальных и железобетонных конструкций // Вестник АО «НИЦ «Строительство». – 2017. – №3(14). – С. 134-143.

6. *Кривцов Ю. В.* Современные средства противопожарной защиты // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №9. – С. 5-7.

7. *Смирнов Н. В., Булага С. Н., Дудеров Н. Г., Булгаков В. В.* Развитие методов оценки качества огнезащитных покрытий, результаты экспериментальных исследований // Актуальные проблемы пожарной безопасности. Материалы XXVII Международной научно-практической конференции, посвященной 25-летию МЧС России: В 3 частях. – 2015. – С. 265-274.

8. *Кислов Г. Г., Егорова В. А.* Влияние свойств компонентов огнезащитных вспучивающихся покрытий на повышение огнестойкости металлоконструкций // Материалы III региональной молодежной научно-практической конференции с международным участием. – 2014. – С. 6-9.

9. *Халтуринский Н. А., Крупкин В. Г.* Огнезащитные вспучивающиеся покрытия – механизм теплоизоляции // Горение и взрыв. – 2012. – Т. 5. № 5. – С. 204-209.

10. *Халтуринский Н. А., Кудрявцев Ю. А.* Огнезащитные вспучивающиеся покрытия // Горение и взрыв. – 2014. – Т. 7. № 7. – С. 223-225.

11. *Докучаева Л. В., Старостенков А. С., Мельников Н. О.* Исследование процессов ускоренного старения огнезащитных покрытий // Успехи в химии и химической технологии. – 2012. – Т. 26. № 2 (131). – С. 99-104.

12. *Гравит М. В.* Исследование влияния различных факторов на коэффициент вспучивания органорастворимых огнезащитных покрытий // Лакокрасочные материалы и их применение. – 2013. – № 6. – С. 12-17.

13. *Калмагамбетова А. Ш., Аялбергенова Б. Е., Дивак Л. А., Бакирова Д. Г.* Исследование атмосферостойких огнезащитных вспучивающихся покрытий // Фундаментальные исследования. – 2013. – № 4-3. – С. 571-574.

14. *Мельников Н. О., Старостенков А. С., Яковенко Т. В., Акинин Н. И.* Исследование сохранения эффективности огнезащитных покрытий после ускоренного старения // Успехи в специальной химии и химической технологии. Тр. Всероссийской научно-технической конференции, посвящённой 80-летию основания Инженерного химико-технологического факультета РХТУ им. Д. И. Менделеева. – 2015. – С. 388-392.

15. *Гравит М. В., Бурова А. Е.* Исследование термоаналитических характеристик ПФА как основного компонента вспучивающихся огнезащитных покрытий // Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Сб. научн. тр. Всероссийской научно-практической конференции. Кафедра «Управление и защита в чрезвычайных ситуациях», Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого. – 2015. – С. 232-236.

16. *Рушкина К. С., Зыбина О. А.* Влияние характеристик пентаэритрита на процесс термолитиза огнезащитных вспучивающихся покрытий // Научные технологии функ-

циональных материалов. тезисы докладов III международной научно-технической конференции. – 2016. – С. 19-20.

17. Сильников М. В., Зыбина О. А. Изучение влияния пентаэритрита на огнезащитные свойства вспучивающихся покрытий // Вопросы оборонной техники. Серия 16: Технические средства противодействия терроризму. – 2016. – № 9-10 (99-100). – С. 85-88.

Авторы:

Юрий Владимирович КРИВЦОВ, д-р техн. наук, проф., руководитель Научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Yuri KRIVTSOV, Doctor of Engineering, Full Professor, Head of Scientific expert bureau of fire and ecological safety in construction of TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: krivtsov@tsniisk.ru; nebps@tsniisk.ru

тел.: +7 (499) 174-74-31

Ирина Романовна ЛАДЫГИНА, канд. техн. наук, с. н. с., заместитель руководителя Научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Irina LADYGINA, Ph.D. in Engineering, Chief researcher, Deputy Head of Scientific expert bureau of fire and ecological safety in construction TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: nebps@tsniisk.ru

тел.: +7 (499) 174-74-31

Никита Олегович МЕЛЬНИКОВ, канд. техн. наук, заведующий сектором Научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Nikita MELNIKOV, Ph.D. in Engineering, Chief manager of Sector of Scientific expert bureau of fire and ecological safety in construction TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: nebps@tsniisk.ru

тел.: +7 (499) 174-74-31

К ВОПРОСУ ОБ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ЭЛЕКТРОСВАРНЫХ ПРЯМОШОВНЫХ ТРУБ ИЗ СТАЛЕЙ ПОВЫШЕННОЙ ПРОЧНОСТИ В СТРОИТЕЛЬНЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЯХ

ON THE USE OF ELECTRIC-WELDED SINGLE-SEAM PIPES OF STEELS OF INCREASED STRENGTH IN BUILDING METAL STRUCTURES

И. И. ВЕДЯКОВ, д-р техн. наук

Д. В. КОНИН, канд. техн. наук

А. Р. ОЛУРОМБИ

Рассмотрен вопрос актуальности использования электросварных прямошовных труб из сталей повышенной прочности в стальных конструкциях. Описаны преимущества трубы как элемента конструкции, а также опыт их использования на примере уникальных сооружений. Приведены результаты натурных испытаний полномасштабных моделей труб на центральное и внецентренное сжатие. Представлены результаты исследований рассматриваемых сталей. Результаты натурных испытаний сравниваются с численными расчетами в программном комплексе Ansys и с действующим нормативным расчетом по СП 16.13330.2017.

Ключевые слова:

Высокопрочная сталь, испытания, конечно-элементный расчет, сжатие, труба, устойчивость

A study was made of the physicommechanical and engineering properties of electrically welded straight-seamed high-strength pipes. The issue of the relevance of their use in steel structures is considered. The article describes the advantages of a pipe as a structural element as well as the experience of using them as an example of unique structures. The results of full-scale tests of full-scale pipe models for central and eccentric compression are presented. The results of investigations of the steels under consideration are presented. Results of full-scale tests are compared with numerical calculations in the software complex Ansys and with the current normative calculation for SP 16.13330.2017.

Key words:

Compression, finite element test, high-strength steel, pipe, resist

Введение

При проектировании металлических конструкций приходится учитывать множество факторов, которые влияют на форму и размеры используемых поперечных сечений. В стальном строительстве наибольшую популярность имеет фасонный прокат [1]. Его использование является наиболее универсальным в отношении монтажа, экономики и несущей способности. Однако в некоторых случаях (проектирование уникальных сооружений) вместо фасонных целесообразнее использовать замкнутые профили [2], например, трубы круглого сечения.

В работе [3] подробно описывается преимущество использования трубчатых конструкций, в частности, на примере фермы пролетом 30 м из высокопрочной стали с пределом текучести 450 - 500 МПа (рис. 1). В этой статье обосновывается экономическая эффективность данного решения по сравнению с фермой из уголков. При наличии необходимого заводского оборудования трубчатая ферма обходится дешевле примерно на 17 % и снижает расход стали до 50 %.

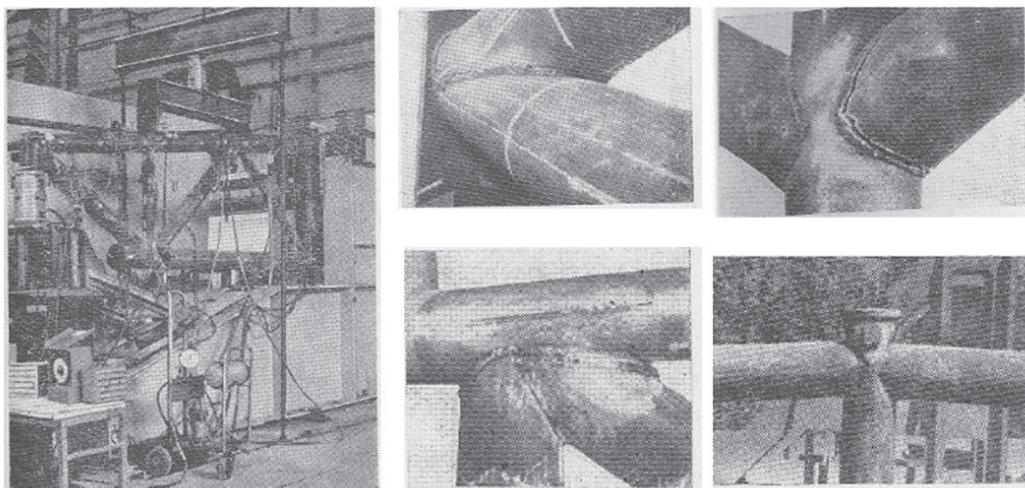


Рис. 1. Исследования трубчатых ферм из высокопрочной стали в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко под руководством д.т.н., проф. С. А. Ильясевича

Трубы в металлических конструкциях

В последние годы наблюдается тенденция использования труб большого диаметра для уникальных сооружений. К таким сооружениям можно отнести Останкинскую телебашню, крытый конькобежный центр в Крылатском, стадион «Спартак» в Москве (рис. 2), универсально-футбольный стадион в Казани, терминал А аэропорта Внуково. В Останкинской телебашне использовались трубы диаметром до 4 м с толщиной стенок до 30 мм. В покрытии конькобежного центра применялись трубы диаметром 2,5 м с толщиной стенок 50 мм.



Рис. 2. Электросварные прямошовные трубы в конструкциях футбольного стадиона в Казани

Они находят применение в качестве раскосов, стоек, поясов ферм, вертикальных и горизонтальных связей, колонн. Также достаточно большое распространение получили трубы, заполненные бетоном, так называемый трубобетон, его активно используют в качестве колонн высотных зданий и большепролетных сооружений.

На данный момент разработан и утвержден новый ГОСТ Р 58064-2018 «Трубы стальные сварные для строительных конструкций. Технические условия», разработанный при участии авторов настоящей статьи. Этот стандарт распространяется на стальные сварные трубы для зданий и сооружений любого назначения и уровня ответственности с диаметром до 1420 мм. Также в 2018 г. выпущена новая редакция СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции», в которой расширен список разрешенных для использования стальных труб в строительстве. Ранее трубы были выделены в отдельную таблицу, в которой наиболее прочная сталь имела предел текучести 345 МПа. В новой редакции трубы объединены с листовым и сортовым прокатом, стало доступно применение высокопрочных сталей вплоть до С690, что соответствует современному уровню развития металлургии.

К достоинствам круглого трубного профиля можно отнести симметричность поперечного сечения относительно центра тяжести, что дает одинаковую изгибную жесткость, а, следовательно, одинаковую гибкость в любой продольной плоскости. Исходя из этого, трубы хорошо работают на сжатие [4]. В сравнении с двутаврами аналогичной площади поперечного сечения значение критической силы у труб на 7-10 % больше (рис. 3). Также они обладают большим резервом несущей способности на изгиб

$$c = \frac{W_{пл}}{W} \approx 2 .$$

Для двутавров это значение составляет около 1,1. Этот коэффициент характеризует увеличение несущей способности на изгиб при учете пластической работы материала [7].



Рис. 3. Сравнение трубы и двутавра при центральном сжатии

В эксплуатационном отношении достоинство труб в силу их формы заключается в отличной устойчивости к коррозионным, температурным и ветровым воздействиям.

Также необходимо отметить, что в зарубежной практике использование труб считается достаточно технологичным решением и широко распространено.

Исследование трубных сталей

Авторами проведены исследования основного металла трубы путем стандартных испытаний на растяжение и ударный изгиб.

• Прочность

Испытания проводились на цилиндрических продольных пятикратных образцах диаметром 5 мм в соответствии с ГОСТ 1497-84.

Металл по прочности полностью соответствует стали С440 ($\sigma_T \geq 440$ Н/мм², $\sigma_B = 540-700$ Н/мм², $\delta_5 \geq 20$ %) $\sigma_{шц}/\sigma_T$ и $\sigma_T/\sigma_B > 0,9$; на диаграммах « $\sigma - \epsilon$ » (рис. 4) наблюдается площадка текучести; равномерное удлинение $\delta_p \geq 5$ %. В разрушенном образце наблюдалось высокое относительное сужение ($\psi \geq 65$ %), при этом шейка разрушенного образца имела существенную эллипсность: d_{k1} (по направлению прокатки) составлял ≈ 3 мм; в поперечном направлении диаметр составлял $d_{k2} \approx 2$ мм. Обозначения здесь даны по ГОСТ 1497-84.

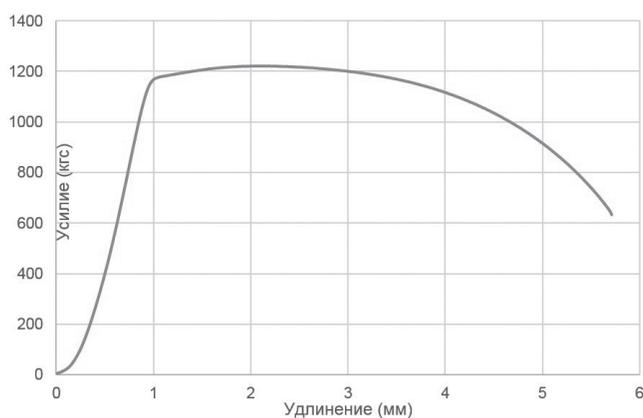


Рис. 4. Диаграмма растяжения трубной стали

• Ударная вязкость

Ударная вязкость основного металла труб оценивалась на ударных образцах $7,5 \times 10 \times 55$ мм с острым надрезом (KCV) по ГОСТ 9454 при температурах (t , °C): +20, -20, -40, -70, -100 (табл. 1).

Таблица 1

Ударная вязкость металла труб (KCV)

<i>Температура испытания</i>	<i>Ударная вязкость, Дж/см²</i>
+20	312,3
-20	248,5
-40	196,2
-70	186,4
-100	37,6

Видно, что в интервале климатических температур ($t \geq -70$ °С) ударная вязкость существенно выше жесткой нормы ГОСТ 27772-2015: KCV-60 > 66 Дж/см². Полученные высокие результаты при самых низких климатических температурах типичны для металла обсуждаемых труб.

Натурные испытания труб

Испытаниям были подвергнуты 13 прямошовных труб различного диаметра и из разной стали (таблица 2)

Таблица 2

Испытательные образцы труб

<i>Маркировка</i>	<i>Сечение</i>	<i>Заявленная сталь</i>	<i>Эксцентриситет, мм</i>	<i>Длина, м</i>
T1.1	325 × 9	C390	120	3,3
T1.2	325 × 9	C345	120	2
T1.3	325 × 9	C345	120	2
T1.4	325 × 9	C390	120	3,3
T1.5	325 × 9	C390	70	3,3
T1.6	325 × 9	C390	0	3,3
T2.1	325 × 5	C390	120	3,3
T2.2	325 × 5	C390	120	3,3
T2.3	325 × 5	C390	70	3,3
T2.4	325 × 5	C390	0	3,3
T3.1	530 × 8	C390	150	3,3
T3.2	530 × 8	C390	210	3,3
T3.3	530 × 8	C390	0	3,3

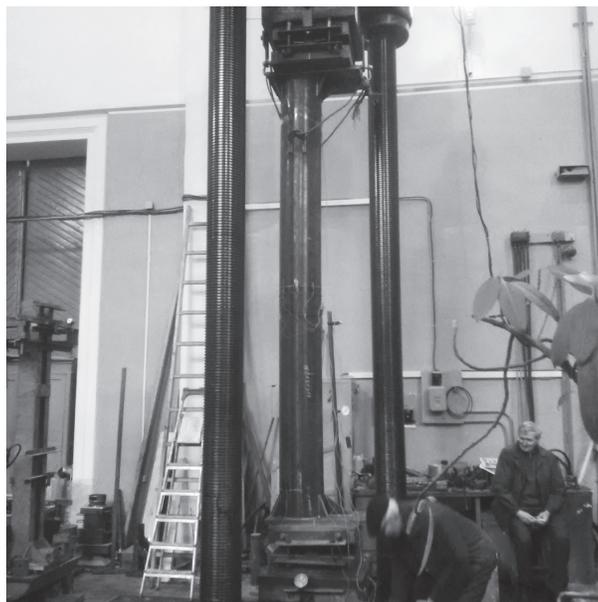


Рис. 5. Общий вид испытательной модели Т1.1

Трубы изготовлены по ТУ-1380-060-05757848-2011. Имеют высоту 3300 (рис. 5) и 2000 мм. По торцам каждой модели приварены пластины толщиной 30-35 мм для равномерного распределения нагрузки от пресса (рис. 6). Размеры труб – по ГОСТ 10704-91. Марка стали торцевых пластин 09Г2С по ГОСТ 19281-89 эквивалентна стали С345 по ГОСТ 27772-88*.

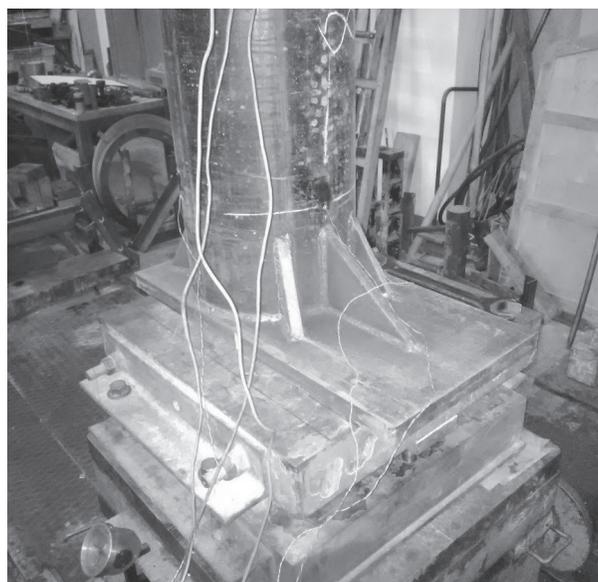


Рис. 6. Торцевая пластина и ребра жестки модели Т1.1

Испытания на сжатие проводились с использованием пресса MAN1000. Этот пресс способен обеспечить нагрузку до 1000 т, максимальная рабочая высота испытуемого образца 4 м.

Для проведения испытаний на центральное сжатие (рис. 7, а) испытуемый образец устанавливали между верхним и нижним столами пресса так, чтобы центральная ось трубы совпадала с центральной осью пресса. Тем самым равнодействующая прикладываемой нагрузки проходит непосредственно через ось трубы. Верхний и нижний столы пресса представляют собой шарниры в продольных плоскостях трубы.

Для испытаний на внецентренное сжатие (рис. 7, б) на верхний и нижний столы пресса дополнительно устанавливаются специальные ножи. Ножи позволяют сделать шарнир в однопродольной плоскости и точно установить значение эксцентриситета.

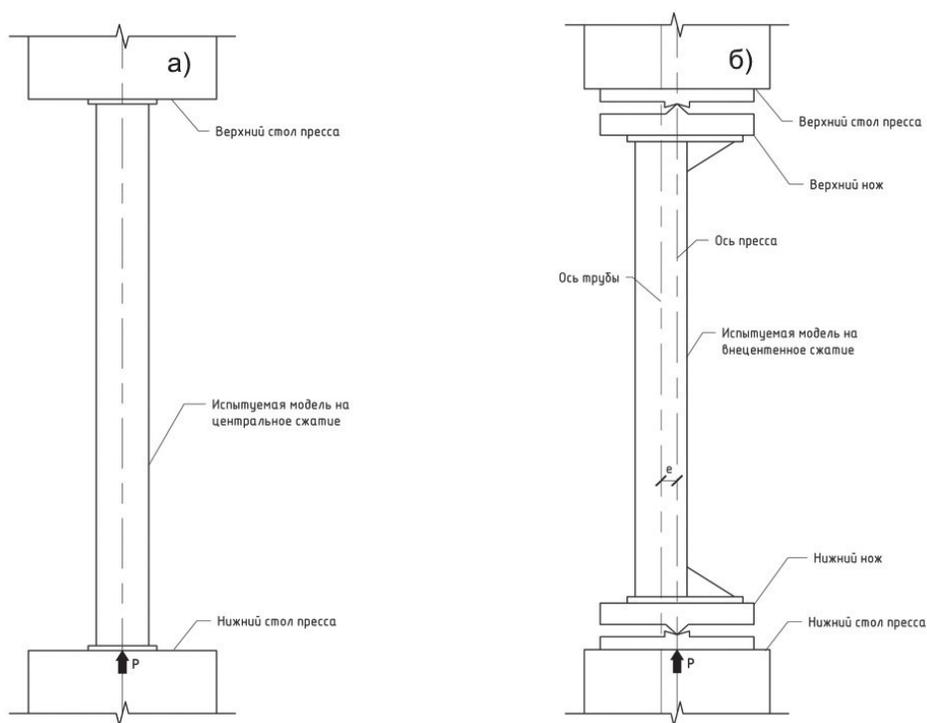


Рис. 7. Схемы испытаний труб: а – центральное сжатие; б – внецентренное сжатие

Для определения напряженно-деформированного состояния трубы применяли тензодатчики. Восемь тензорезисторов устанавливали в середине трубы и шесть – у торцов.

Вблизи верхней грани и посередине устанавливали прогибомеры Максимова для контроля общих вертикальных и горизонтальных перемещений модели. Верхний и нижний «столы» пресса должны свободно вращаться для моделирования шарнирного закрепления по концам.

Результаты испытаний и сравнение с численным и нормативным расчетом

Вычисление коэффициентов устойчивости для труб, производилось в соответствии с СП 16.13330.2017 [5, 6]: для центрального сжатия – в соответствии с п. 7.1.3, а для внецентренно сжатых труб – по п. 9.1.2 как для сжато-изгибаемого элемента, теряющего устойчивость в плоскости изгиба (табл. 3).

Устойчивость труб также исследовалась при помощи конечно-элементных программных комплексов, в частности, в программе Ansys (рис. 8).

Расчетные схемы труб [8 – 10] задавали двумерными конечными элементами в виде треугольников. Шаг сетки подбирали путем тестовых итерационных расчетов трубы на устойчивость. При каждой новой итерации шаг сетки уменьшали в два раза до тех пор, пока разность с предыдущим расчетом стала менее 0,5 %. Размер элемента принимали в соответствии с предпоследней итерацией.

Торцевые узлы трубы между собой соединяли абсолютно жесткими конечными элементами. Снизу жесткий элемент закрепляли шарнирно, сверху по той же оси прикладывали сжимающую нагрузку с ограничением боковых смещений.

Задачу решали с учетом физической и геометрической нелинейностей. График работы материала принимали по Прандтлю. Начальное число шагов нелинейной задачи – 50.

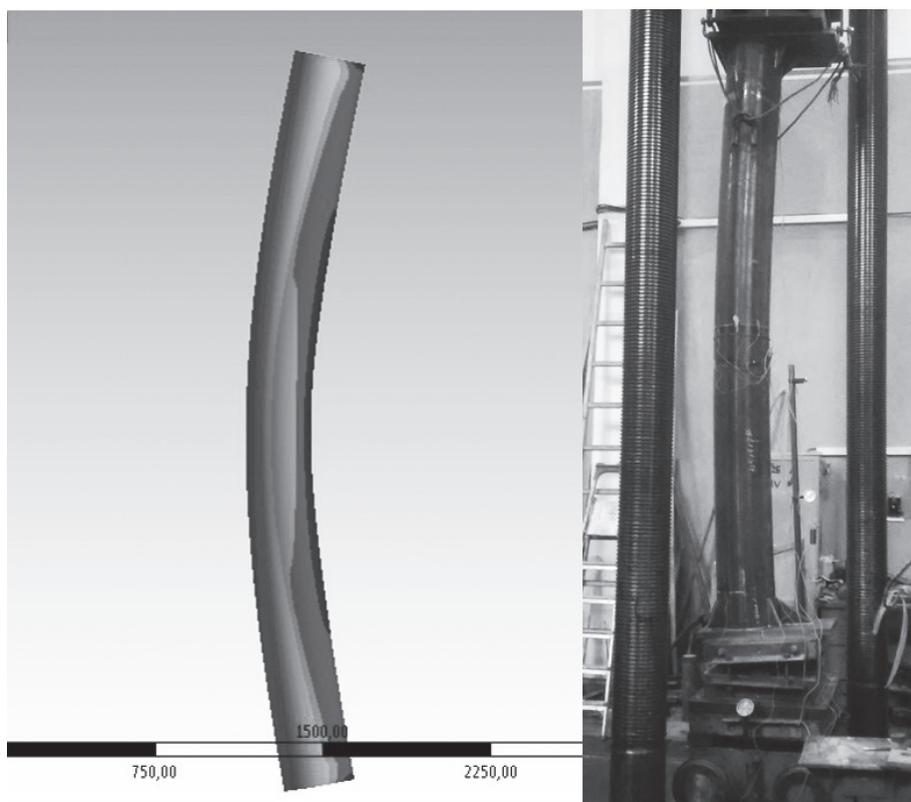


Рис. 8. Деформации по результатам численных и натуральных испытаний

Таблица 3

Сравнение результатов испытаний с численным и нормативным расчетом

Маркировка	$P_{\text{исп}}$	$P_{\text{ан}}$	$P_{\text{сп}}$	Δ_1	Δ_2
T1.1	210	221,54	166,75	5,50	-20,60
T1.2	208	210,60	163,71	1,25	-21,29
T1.3	208	210,60	163,71	1,25	-21,29
T1.4	210	221,54	166,75	5,50	-20,60
T1.5	270	284,33	210,18	5,31	-22,16
T1.6	480	487,62	336,46	1,59	-29,90
T2.1	120	123,80	95,26	3,17	-20,62
T2.2	118	119,33	95,26	1,13	-19,27
T2.3	165	172,25	119,62	4,39	-27,50
T2.4	276	280,99	189,54	1,81	-31,33
T3.1	370	381,97	309,29	3,23	-16,41
T3.2	294	306,20	263,06	4,15	-10,52
T3.3	650	687,02	512,40	5,69	-21,17

Примечания:

$P_{\text{исп}}$ – критическая нагрузка по результатам испытаний;

$P_{\text{ан}}$ – критическая нагрузка по результатам расчета в Ansys;

$P_{\text{сп}}$ – критическая нагрузка по результатам расчета по СП 16.13330.2017;

$$\Delta_1 = \left(\frac{P_{\text{ан}}}{P_{\text{исп}}} - 1 \right) \cdot 100 \% ; \quad \Delta_2 = \left(\frac{P_{\text{сп}}}{P_{\text{исп}}} - 1 \right) \cdot 100 \% .$$

В расчетах применялись прочностные характеристики, полученные по итогам испытаний стальных.

Выводы

1. Проведены полномасштабные натурные испытания 13 прямошовных труб сечением 350×9 , 325×5 , 530×8 на центральное и внецентренное сжатие. Получены критические нагрузки, формы потери устойчивости, деформации, перемещения, напряжения.

2. Выявлено, что наличие шва в исследуемых прямошовных трубах, сваренных при помощи ТВЧ, не влияет на их несущую способность, поскольку разница распределения напряжений между численным (идеализированным) расчетом и экспериментом, минимальная.

3. Нормативный расчет по СП 16.13330.2017 дает запас несущей способности до 31 %. Численный расчет по МКЭ близок к действительности, его результаты дают критическую нагрузку на 1 - 5 % выше экспериментальных.

4. Результаты описанных испытаний будут использованы для актуализации СП 16.13330.2017, которую ведет ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. В частности, уточнения коснутся разделов 7.1 и 9.2.

5. По результатам испытаний прямошовных труб можно заключить, что такие трубы полностью удовлетворяют требованиям СП 16.13330.2017. Эти трубы можно рекомендовать к использованию в промышленном и гражданском строительстве для изготовления стальных конструкций любой группы. Также можно утверждать, что данная металлопродукция удовлетворяет всем требованиям надежности, в том числе ФЗ-384.

Библиографический список

1. О внедрении новых профилаэразмеров и сталей различного класса прочности на примерах наиболее востребованных зданий / Д. В. Конин [и др.] // Строительная механика и расчет сооружений. 2016. №2. С. 71-75;

2. Конин Д. В., Одесский П. Д., Олуромби А. Р. Влияние диаграммы «б - е» на несущую способность при сжатии труб из стали высокой прочности, // Строительство и реконструкция. 2017. №5. С. 15-19;

3. Ильясевич С. А. Стальные конструкции из труб. М.: Стройиздат, 1973.

4. Перельмутер А. В., Сливкер В. И. Устойчивость равновесия конструкций и родственные проблемы. М.: Издательство СКАД СОФТ, 2007.

5. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*). М.: (ЦИТП) Госстроя СССР, 1989.

6. Кудишин Ю. И., Беленя Е. И., Игнатьева В. С. и др. Металлические конструкции. М.: Издательство «Академия», 2011.

7. Кользеев А. А. Оценка влияния замкнутой формы сечения на устойчивость сжатых стальных стержней трехпоясных ферм // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2012. №11-12. С. 108-113.

8. Лейтес С. Д. Устойчивость сжатых стальных стержней. М.: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952.

9. Вольмир А. С. Устойчивость деформируемых систем. М.: Наука, 1967.

10. Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций. М.: Государственное издательство физико-математической литературы, 1959.

Авторы:

Иван Иванович ВЕДЯКОВ, д-р техн. наук, проф., заведующий лабораторией металлических конструкций, директор ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Ivan VEDYAKOV, Doctor of Engineering, Full Professor, Head of Metal structures Laboratory, Director of TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: vedykov@gmail.com

тел.: +7 (499) 171-26-50

Денис Владимирович КОНИН, канд. техн. наук, заведующий сектором ВЗиС ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Denis KONIN, Ph.D. in Engineering, Chief manager of Sector HRB&C, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: konden@inbox.ru

Александр Ричардович ОЛУРОМБИ, старший научный сотрудник лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Alexander OLUROMBI, Senior researcher of Metal structures Laboratory, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: alexolrich@gmail.com

ВОПРОСЫ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ НАДЕЖНОСТИ НАВЕСНЫХ ФАСАДНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С КРУПНОРАЗМЕРНОЙ ШТУЧНОЙ ОБЛИЦОВКОЙ

QUESTIONS OF SAFETY MAINTENANCE OPERATION HINGED FACADE STRUCTURES COVERING WITH LARGE- SIZED PIECE MATERIALS

М. О. ПАВЛОВА, канд. техн. наук

В. А. ЗАХАРОВ

С. В. КУШНИР

М. Н. ПАВЛЕНКО

Проанализированы опыт рассмотрения проектной документации по устройству фасадов и результаты испытаний вертикальных направляющих и фрагментов навесных фасадных систем. Установлено, что деформации направляющих являются определяющими при оценке надежности конструкции «вентилируемого» фасада.

Основной проблемой, рассматриваемой в статье, является отсутствие в нормативно-технической документации Российской Федерации правил проектирования навесных фасадных систем с различными видами облицовок.

The article analyzes the experience of design documentation evaluation on the installation of facades, the results of testing vertical guides and fragments of hinged facade systems. It is established that the deformations of the guides are decisive in evaluating the reliability of the "ventilated" facade design.

The main problem considered in this article is the absence of the rules for designing hinged facade systems with different types of cladding in the normative and technical documentation of the Russian Federation.

Ключевые слова:

Декоративный слой, надежность, облицовочный слой, ограждающие конструкции, фасад здания, фасадные конструкции, эксплуатационная надежность

Key words:

Decorative layer, enclosing structures, facade of the building, facade structures, facing layer, operational reliability, reliability

Проектирование навесных фасадных конструкций (НФС) с облицовочными элементами различных типов и размеров вызывает определенную сложность при устройстве облицовки на зданиях со сложными архитектурными формами облицовочных поверхностей. Многообразие решений зданий современной застройки, таких как высотность и конфигурация здания в плане, сопряжение секций переменной этажности между собой, требует применения различных по форме, размеру и виду материала декоративных элементов и защитно-декоративных конструкций фасадов зданий.

Основное условие обеспечения эксплуатационной надежности – соответствие строительных конструкций требованиям нормативных документов при расчете по предельным состояниям при действии установленных нормами сочетаний нагрузок и воздействий.

Выполнение этих условий позволяет прогнозировать проектный срок службы конструкций, порядок и правила технического обслуживания.

В настоящий момент срок службы фасадных конструкций определяет разработчик системы НФС исходя из условий долговечности в отношении коррозионной стойкости металлических подконструкций, при этом в нормативной документации отсутствуют:

- нормативные сроки эксплуатации конструкции НФС в целом;
- порядок и состав работ по техническому обслуживанию НФС.

Современные тенденции в строительстве предполагают увеличение этажности и наличие светопрозрачного заполнения возводимых зданий, при этом междуоконные простенки и междуэтажные зоны сводятся к минимальным размерам (рис. 1) – так называемый «вертикализм».



Рис. 1. Общий вид фасадов зданий с «узкими» простенками

Высотное строительство и указанные архитектурные решения позволяют на меньшей площади земельного участка разместить больше полезных площадей, при этом решив вопрос инсоляции помещений.

Возведение подобного типа зданий ставит задачи по приведению фасадов к облику, отвечающему современным требованиям в строительстве и архитектуре мегаполиса. Отли-

чительной чертой современных конструктивных решений является применение большеформенных облицовочных элементов (металлических кассет, фиброцементных плит, плит из природного камня и композитных панелей). Широкое распространение подобных конструкций получило на высотных зданиях современной застройки (150 м и более).

Увеличение сроков межремонтного периода и безаварийной эксплуатации фасадов здания является основной задачей застройщиков и проектировщиков, однако проектные организации основываются на опыте применения фасадных систем в ранее разработанных объектах, на основе «типовых» решений со стандартными оконными проемами, балконами, лоджиями и пр.

Закрепление несущих металлических конструкций НФС для крепления облицовочных декоративных элементов проектируется как в железобетонные несущие конструкции каркаса здания, так и в кладку заполнения проемов каркаса здания, выполненного из штучных кладочных материалов (обычно из кладки блоков из ячеистого бетона).

Реализуемые на строительных площадках схемы крепления декоративных облицовочных конструкций можно разделить на следующие типы:

Тип 1 – многопролетные схемы в пределах одного этажа с закреплением кронштейнов в кладку заполнения каркаса здания;

Тип 2 – однопролетные схемы высотой на этаж с закреплением кронштейнов к торцам железобетонных перекрытий.

В качестве заполнения проемов каркасов здания применяются материалы низкой прочности, с высокими теплоизоляционными характеристиками и низкой стоимостью.

Толщина внутреннего слоя наружных стен, на участках простенков в современных проектах может достигать 200 мм, при этом ширина таких «узких» простенков – 300 мм (рис. 2, 3). Указанное связано с внедрением в практику строительства архитектурных решений фасадов зданий с большими площадями светопрозрачного заполнения.

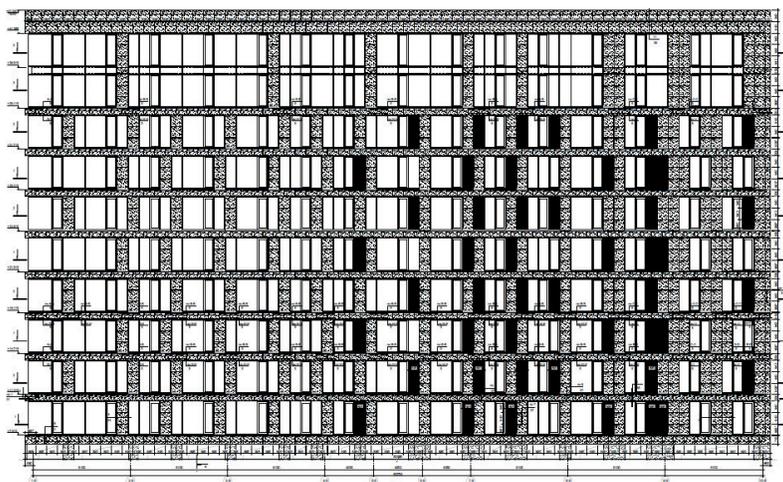


Рис. 2. Фасад здания с «узкими» простенками с заполнением каркаса кладкой из ячеистобетонных блоков

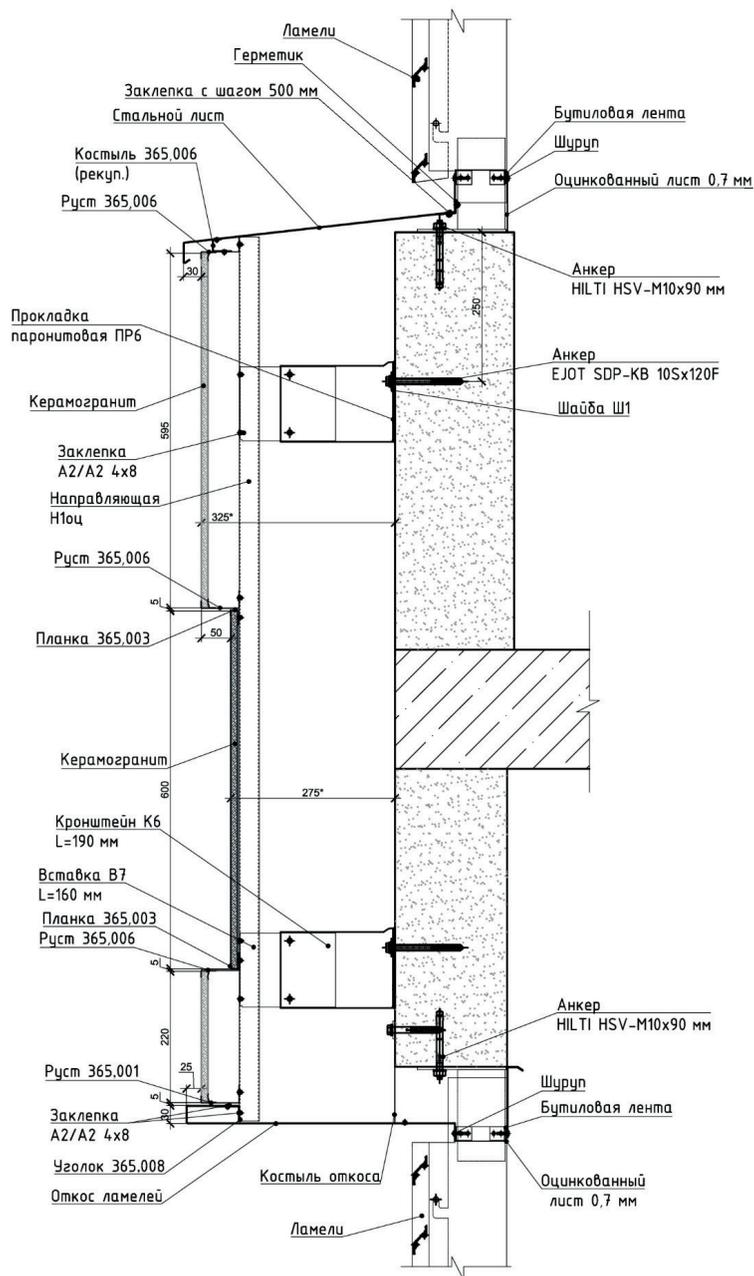


Рис. 3. Узел устройства НФС с облицовкой из металлических кассет

При проектировании крепление конструкций в кладку «узких» простенков не допускается, однако по результатам рассмотрения проектной документации сотрудниками лаборатории, отмечено, что в большом числе проектов применен именно этот способ крепления, без разработки мероприятий по усилению кладки.

Подобные проектные решения дорабатывались специалистами Лаборатории надежности фасадов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (ЛНФ №25 ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко) с целью уменьшения шага расположения кронштейнов по высоте, установки элементов усиления кладки «узких» простенков, выполненных из ячеистого бетона фахверковыми стойками.

Кроме того, становятся особенно актуальными вопросы соблюдения краевых расстояний, подбор анкерного крепежа при выборе способа крепления оконных блоков в материалах пониженной прочности.

Отдельные нормативные документы, в том числе СП 267.1325800 [1], запрещают закреплять фасадные конструкции в заполнение каркаса: согласно п. 8.4.20 «... Крепление несущего каркаса навесных фасадных систем следует выполнять к несущим конструкциям высотного здания» [1].

Указанное требование является обязательным для зданий общественного назначения высотой более 50 м или многофункциональных зданий, в которых общественные помещения располагаются на высоте более 50 м [1].

В случае крепления металлических конструкций НФС исключительно к несущему каркасу здания, в проектах, с целью экономии, закладывают дешевые типы конструкций НФС на уровне торцов междуэтажных перекрытий, которые не предназначены для этого.

Правила крепления фасадных конструкций на жилых и общественных зданиях ниже 50 м определяются проектными организациями, не учитывающими особенности строительных конструкций, к которым осуществляется закрепление фасадных конструкций с различными видами облицовочных элементов.

В качестве облицовочных материалов, для указанных принципиальных схем НФС, применяют как мелкогабаритные, так и крупногабаритные элементы декора.

Проектирование для всех видов конструкций, независимо от типа облицовочных материалов и металлической подконструкции, выполняется по единой схеме. Проектные решения проходят экспертизу на стадии П, далее же, на стадии РД отсутствуют контролирующие инстанции, требующие согласования технических решений. Проектирование ведется на основе альбомов «типовых» технических решений на применяемые системы НФС, изначально разработанных без учета особенностей и требований к сложным архитектурным формам и действующих на фасадные конструкции ветровых нагрузок [5].

Зависимость реализуемых способов крепления НФС к конструкциям зданий от вида облицовочных материалов в настоящее время в практике строительства отсутствует.

Основными критериями оценки надежности конструкций при проектировании в настоящее время являются:

- прочность элементов и соединений на действие расчетного сочетания нагрузок и воздействий по первой группе предельных состояний;
- расчетные прогибы (деформативность) по требованиям СП 20.13330 [2] по второй группе предельных состояний.

Следует отметить, что согласно Постановлению Правительства № 87 от 16 февраля 2008 года «О составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию» [4] конструктивные решения по устройству фасадов не являются обязательными для разработки. Как правило, к конструкциям НФС предъявляются требования, например по пожарной безопасности, устанавливаемые для ограждающих конструкций при подготовке СТУ (для конструкций здания повышенного уровня ответственности (класс сооружения КС-3), согласно ГОСТ 27751-2014 [3]). Что касается механической безопасности, то экспертные организации ограничиваются контролем наличия ссылок в проектной документации на наименование системы НФС или указанием необходимости наличия Технического свидетельства (ТС), выдаваемого ФАУ «ФЦС».

Таким образом, данный вид проектных работ не оплачивается Заказчиком, а требования по включению подобного вида работ в обязательный перечень, согласно указанному выше Постановлению, отсутствуют.

Объем и состав рабочей документации на фасадные конструкции определяется договорными отношениями между Заказчиком и проектной организацией, что приводит к тому, что конструкции монтируются по «типовым» техническим решениям системодержателя, при этом рабочие чертежи не разрабатываются.

Вместе с тем фасадные системы становятся все более ответственной конструкцией, отказ которой в процессе эксплуатации может привести к серьезным повреждениям наружных стен здания, обрушениям фасадных декоративных конструкций, а также к несоответствию ограждающих конструкций теплотехническим требованиям и, как следствие, к нарушению микроклимата внутренних помещений.

Обследования конструкций фасадов показали, что в настоящее время компаний, имеющих достаточный опыт по проектированию фасадных конструкций и их монтажу, крайне мало.

Правила эксплуатации, состав и периодичность планового и капитального ремонтов разрабатываются крайне редко. Эксплуатирующие организации после истечения гарантийного срока службы остаются «один на один» с конструкцией. Вопрос качества технического обслуживания конструкций, периодичности проведения ремонта и поддержания эксплуатационной надежности является проблемой, требующей отдельного рассмотрения в связи с низкой ремонтпригодностью фасадных конструкций.

Включение в обязательный перечень требований о разработке конструктивных решений фасадных конструкций для объекта проектирования позволит повысить качество проектирования и не допустит на рынок недобросовестных участников строительного процесса.

По результатам работ, проведенных специалистами ЛНФ №25 ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко в период с 2008 по 2018 г., фактически реализуемые на строительной площадке конструкции отличаются от указанных в документации и соответствуют стадии «П», проходящей экспертизу только в части цветового решения и геометрических форм.

Надежность конструкции зависит от качества проектирования и от требований Заказчика, что, как показывает практика, недостаточно для обеспечения эксплуатационной надежности конструкций на период эксплуатации.

Вопрос о возможности устройства фасадных конструкций на объекте необходимо рассматривать на стадии проектирования, результатом чего должны быть указания и требования к строительному основанию и способу закрепления не только в отношении пожарной безопасности, но и в отношении механической безопасности. Указанное позволит контролировать процесс реализации фасадных решений, исключит замену материалов при разработке рабочей документации, человеческий фактор, а также уменьшение стоимости за счет снижения надежности конструкции и замены материалов на более дешевые.

Основываясь на накопленном опыте и на экспериментальных данных по характеру работы конструкций фасадных систем, закрепляемых в междуэтажные перекрытия, необходимо отметить, что условия, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации, могут возникнуть при достижении чрезмерных перемещений конструкций облицовки, в том числе в пределах, установленных нормами.

Как правило, при проектировании ограничиваются расчетом на прочность, при этом расчетные прогибы металлических направляющих могут достигать 30 мм, что в целом соответствует требованиям СП 20.13330 [2], однако могут привести к сколу или к отрыву облицовочных элементов при их взаимном соприкосновении и к деформациям элементов крепления. При таких значительных прогибах возникает эффект кручения тонкостенных элементов направляющих, деформации в узлах крепления облицовки и пр.

В ЛНФ №25 ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко проведены испытания конструкций фасадных систем из оцинкованной стали с крупноформатными облицовочными элементами – металлическими кассетами. Целью исследования являлась оценка работы конструкции вентилируемого фасада при расчетных прогибах.

На рис. 4 приведен фрагмент испытанного образца навесной фасадной системы.

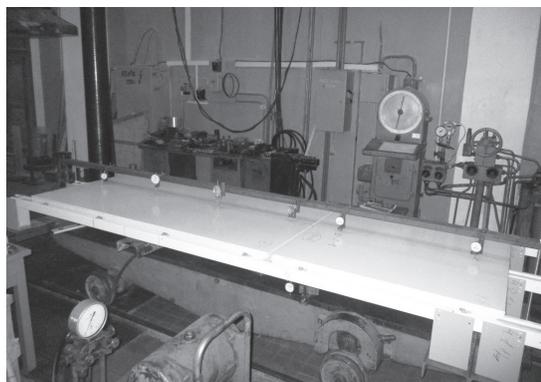


Рис. 4. Общий вид испытательного стенда с экспериментальным образцом

Особенностью данной конструкции является длина направляющей, которая составляла 3,2 м.

Облицовочный слой представляет собой крупноформатные облицовочные панели с размер элементов $1,4 \times 2,2$ м из тонколистовой стали с креплением на иклях (рис. 4).

При испытаниях исследовался характер работы как металлических подконструкций – направляющих, так и конструкции НФС в сборе при расчет-

ных прогибах, определенных по формулам строительной механики, и не превышающих установленные в СП 20.13330 [2] значения и составляющих $L/200$, т.е. 16 мм.

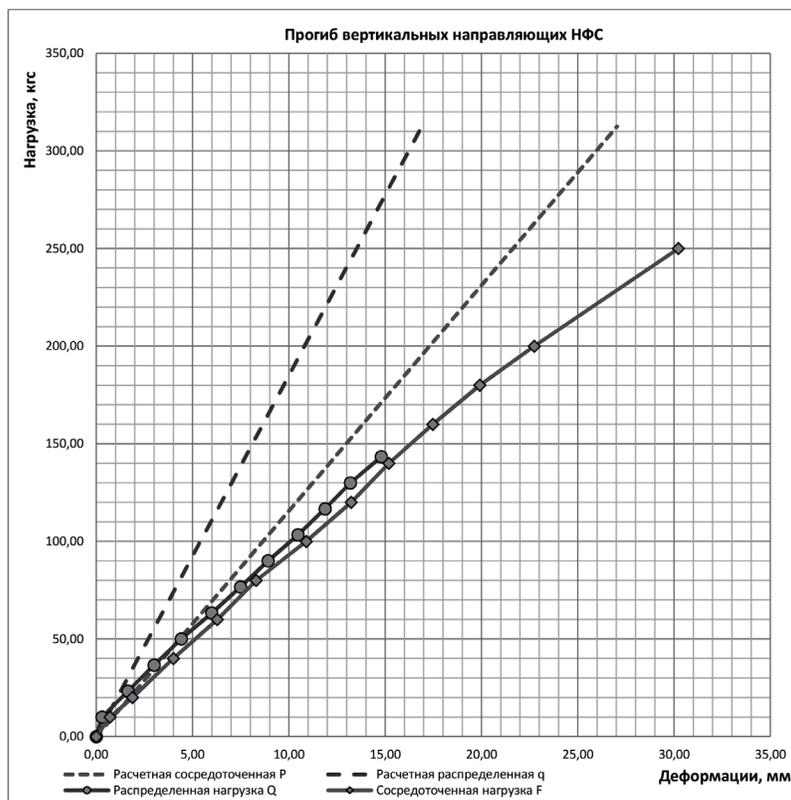


Рис. 5. Графики результатов расчета и результатов замера деформаций направляющих в процессе испытаний

На рис. 5 приведены графики, составленные по результатам расчета и результатам замеров деформаций прогиба направляющих. Анализируя полученные при лабораторных испытаниях данные, можно отметить, что по результатам расчета прогиб в центре направляющей составляет 13 мм при нагрузке $N = 1,5$ кН, при этом по результатам замеров фактический прогиб направляющей при той же нагрузке составил 16,5 мм. Результаты замеров показали превышение величины прогиба по результатам испытаний по отношению к полученному по расчету значению на 25%. При таких же значениях нагрузки, прикладываемой к панели, превышение величины прогиба направляющей по результатам испытаний по отношению к расчетным значениям достигает 90%.

Характер деформирования направляющих при различных способах приложения нагрузки практически совпадает. При этом расхождение расчетных и фактических значений увеличивается по мере роста нагрузки.

Исходя из этого, можно сделать вывод, что по результатам испытаний фактические значения прогибов существенно больше расчетных значений.

Следовательно, исследуемые конструкции представляли статически определимые балки (по данным выполненного расчетно-теоретического обоснования).

Указанное свидетельствует, что расчетный способ – применение стандартной формулы подсчета прогиба – не подтверждается результатами испытаний. Кроме того, распространенный при проектировании способ расчета не учитывает характер работы узлов крепления и самих облицовочных изделий в целом.



Рис. 6. Деформирование направляющей и панели в процессе испытаний

При полученных деформациях направляющих в ходе испытаний фрагмента системы произошло искривление панели в зоне крепления с последующим отрывом панели в зоне «салазка/икля» и «усилитель/кассета» (рис. 6).

Проведенные испытания позволили сформулировать следующие предварительные выводы:

1. При проектировании конструкции из тонкостенного профиля, в качестве направляющих для крепления крупногабаритных металлических кассет пролетом на этаж, следует принимать расчетную величину прогиба по результатам лабораторных испытаний.
2. В качестве мер по снижению прогибов в конструкциях могут приниматься многопролетные схемы с промежуточными опорами или на высоту этажа, с устройством соединительных элементов со скользящей заделкой по краям направляющих. Необходимо учитывать, что по архитектурным замыслам может возникнуть необходимость «перекрытия» облицовочными изделиями швов вертикальных направляющих, что исключит наличие деформационных швов в конструкции.
3. Предельный прогиб вертикальных направляющих следует принимать дифференцированно, в зависимости от расчетной схемы и типа облицовки.

Указанные требования должны быть рассмотрены для конструкции НФС с облицовочным слоем из плит природного и искусственного камня.

В настоящее время широкое распространение получили конструкции с креплением облицовочных плит на металлических направляющих и пилонах. Размер плит из природного камня может достигать 1500 мм.

Опыт обследования подобных конструкций показал, что менее чем через 15 лет на участках крепления пилонов наблюдаются повсеместные сколы облицовочных плит, что приводит к необходимости замены плит и постановки фасада на капитальный ремонт.

Сколы плит имеют место при реализации различных схем закрепления, как многопролетных неразрезанных балок, в виде направляющих в пределах этажа, так и однопролетных на этаж. Толщина плит колеблется в пределах от 15 до 40 мм, что также является спорным вопросом при оценке механической безопасности облицовочного слоя, поскольку не допускается установка пилона в облицовочные плиты толщиной 15 мм.

На рис. 7 показан узел крепления плит камня на пилонах, типовой для применения на строительных объектах города Москвы. Как видно из чертежа, наличие необходимых зазоров под металлическими «лопатками» в рабочих чертежах проекта не регламентируется, что приводит к соприкосновению металлических элементов и облицовочных плит при эксплуатационных прогибах конструкций, и в дальнейшем – к сколу последних в зонах пилонов, как наиболее уязвимых участков крепления камня.

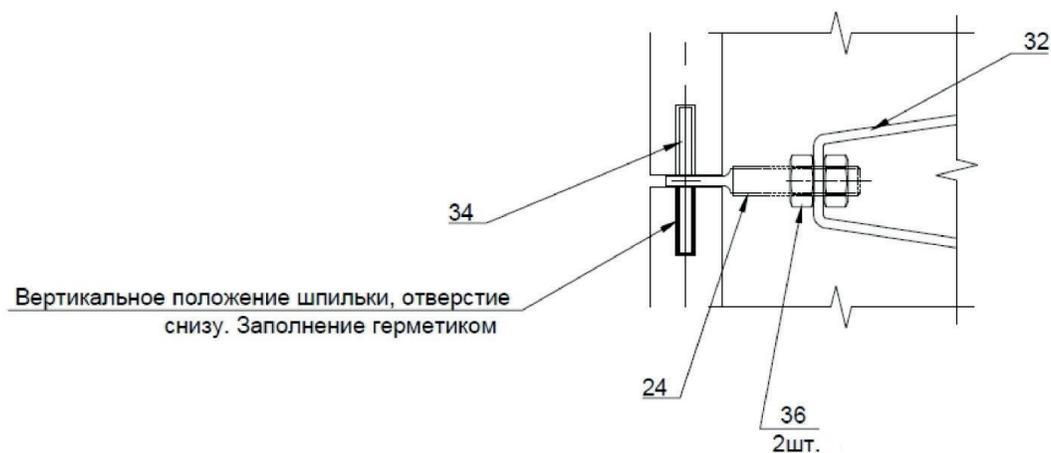


Рис. 7. Типовой узел крепления плит камня на пилонах (отсутствуют данные по зазорам под металлическими «лопатками»): 24 – регулировочная ручка; 32 – Z-кронштейн; 34 – шпилька; 36 – гайка

К отказу фасадных конструкций с декоративными элементами облицовки (обрушениям, смещению плит) также приводят:

- несоответствия по содержанию и составу (изменение длины направляющих, размеров кронштейнов и пр.) в передаваемой Заказчику (инвестору, застройщику, подрядчику и пр.) документации. Несоответствия приводят Заказчиков к заблуждению в сроках ввода объекта в эксплуатацию, а также к увеличению стоимости выполняемых работ (например, при замене системы НФС);

- несоблюдение конструктивных требований по производству работ, необязательное последующее обоснование и согласование изменений вносимых в конструкцию, в том числе замена отдельных элементов, входящих в фасадные конструкции, на более дешевые, но менее долговечные аналоги;

- не выполняемые требования регламентов производства работ на монтаж облицовки сложных архитектурных форм, учитывающих особенности конструкции, на обязательное включение требований в организационно-технологическую документацию (ПОС, ППР);

- допускаемые при устройстве фасадных конструкций нарушения монтажа и технологии крепления камня, что также отрицательно отражается на надежности конструкции фасадов из природного камня.

Выводы

1. При подготовке расчетно-теоретического обоснования устройства фасадных конструкций необходимо в обязательном порядке оценивать деформативность конструкции крепления облицовки.

2. При проектировании сложных архитектурных форм необходимо проводить испытания фасадных конструкций при эксплуатационных прогибах и оценивать характер их работы.

3. В случае закрепления к железобетонным конструкциям (перекрытиям) предусматривать мероприятия увеличивающие жесткость конструкции НФС (с целью снижения эксплуатационных прогибов), особенно на проектируемых объектах высотой более 75 м.

4. Несвершенство нормативно-технической базы и «низкий» уровень проработки проектов (стадии «П») не позволяют минимизировать ошибки, возникающие при проектировании и монтаже конструкций.

5. Применение новых изделий декора до получения достаточного опыта и данных для включения в нормативные документы должно выполняться по результатам исследований конструкций в лабораторных условиях и обосновываться расчетами.

Библиографический список

1. СП 267.1325800.2016 Здания и высотные комплексы. Правила проектирования.
2. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.
3. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.
4. Постановление Правительства от 16 февраля 2008 года № 87 «О составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию».
5. *Галямичев А. В.* Ветровая нагрузка и ее действие на фасадные конструкции // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2017. № 9. С. 44 -57.

Авторы:

Марина Олеговна ПАВЛОВА, канд. техн. наук, заведующая лабораторией надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Marina PAVLOVA, Ph. D. in Engineering, Head of the Laboratory on reliability of thermal insulation of facades and facade systems, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 1747302@mail.ru; 1747872@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-73-02; +7 (499) 170-70-20; +7 (499) 174-78-72

Владимир Андреевич ЗАХАРОВ, заместитель заведующего лабораторией надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vladimir ZAKHAROV, Deputy Head of the Laboratory on reliability of thermal insulation of facades and facade systems, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 1747302@mail.ru; 1747872@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-73-02; +7 (499) 170-70-20; +7 (499) 174-78-72

Сергей Викторович КУШНИР, научный сотрудник лаборатории надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Sergey KUSHNIR, Researcher of the Laboratory on reliability of thermal insulation of facades and facade systems, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 1747302@mail.ru; 1747872@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-73-02; +7 (499) 170-70-20; +7 (499) 174-78-72

Максим Николаевич ПАВЛЕНКО, научный сотрудник лаборатории надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Maxim PAVLENKO, Researcher of the Laboratory on reliability of thermal insulation of facades and facade systems, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 1747302@mail.ru; 1747872@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-73-02; +7 (499) 170-70-20; +7 (499) 174-78-72

РАЗВИТИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ СХЕМ ЗДАНИЙ ИЗ ХОЛОДНОГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

DEVELOPMENT OF BUILDINGS FROM COLD-FORMED PROFILES

И. И. ВЕДЯКОВ, д-р техн. наук

Д. В. СОЛОВЬЕВ, канд. техн. наук

А. И. КОВАЛЕНКО

А. С. ГУДЕНКО

А. В. СМАГИН

В последнее годы в области металлоконструкций в строительстве большое внимание уделяется конструкциям из тонколистовых холодногнутому профилей (ХГП), ведутся активные дискуссии, в том числе в научных кругах, вокруг недавно появившегося СП 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутому оцинкованных профилей и гофрированных листов». При этом, как известно, здания из холодногнутому профилей появились давно, имеется достаточно большой опыт возведения и эксплуатации подобных конструкций как в России, так и за рубежом.

В статье представлены основные этапы развития стальных конструкций из холодногнутому профилей. Рассмотрен процесс их развития с момента появления на рынке, вплоть до их реализации в уникальных современных сооружениях нашего времени.

История развития ХГП берет свое начало в США, параллельно развивается в России. Мощный скачок в развитии таких конструктивных элементов

In recent years, in the field of metal structures great attention has been paid to the construction of thin-sheeted cold-formed profiles, active discussions, including scientific circles, are taking place around the newly-issued SP 260.1325800.2016 "Steel thin-walled constructions from cold-formed profiles and corrugated sheets". At the same time, buildings from cold-formed profiles have appeared for a long time, there is quite a lot of experience in erecting and operating such structures both in Russia and abroad.

The article presents the main stages of the development of steel structures from the cold-formed profile. We observed the process of their development from the moment of their appearance on the market up to their realization in the unique modern constructions of our time.

The history of the development of cold-formed profiles originates in the USA, and it developed in parallel in Russia. A powerful leap in the development of these constructive elements is associated with the end of World War II. Approximately at the same time, the first standards for the

связан с окончанием Второй мировой войны. Примерно в это же время были выпущены первые нормы по проектированию конструкций из гнутых элементов.

В статье приведен обзор советского и зарубежного опыта в работе с тонколистовыми конструкциями из холодных профилей, их особенностей и процессов развития в условиях рынка.

design of structures from elements were issued.

The article gives an overview of soviet and foreign experience in working with thin-sheeted structures from cold profiles, their features and development process under market conditions.

Ключевые слова:

Бескаркасные складчатые здания и сооружения с двойным гофрированием, гофрирование тонколистовые структурные конструкции, легкие стальные тонкостенные конструкции, опорный узел, панель-оболочка, профилированные элементы, профилированный настил, прочность элементов, связевой каркас, соединение элементов, стальные конструкции, ферма покрытия

Key words:

Bonded frame, corrugated thin sheet structures, cover panel, frameless folded buildings and structures with double corrugation, joining elements, light steel thin-walled structures, profiled elements, profiled flooring, steel structures, strength of elements, truss frame

В последние годы в области металлоконструкций в строительстве большое внимание уделяется конструкциям из тонколистовых холодногнутых профилей, ведутся активные дискуссии, в том числе научных кругах, вокруг недавно появившегося СП 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутого оцинкованного профиля и гофрированных листов». При этом, как известно, здания из холодногнутого профиля появились давно, имеется достаточно большой опыт возведения и эксплуатации подобных конструкций как в России, так и за рубежом.

Появление тонколистовых элементов, в качестве конструкционного материала, датируется серединой XIX в. В 1849 г. во время калифорнийской золотой лихорадки кровельщик Питер Нэйлор из Нью-Йорка впервые представил свое изобретение «Разборные стальные дома для Калифорнии». Эти здания собирались из элементов в форме желобов и предлагались как альтернатива более дорогим деревянным домам.

Знакомые для нас формы холодногнутого профиля (ХГП) появились в начале XX в. как альтернатива деревянным элементам каркаса в перегородках и несущих стенах.

Первое упоминание об использовании ХГП относится к строительству госпиталя Баптистов в Вирджинии, построенного примерно в 1925 г. в Линчберге (рис. 1).

Конструктив здания представлял собой несущие стены, выполненные из кирпича. Каркас перекрытий был сделан из холодногнутого швеллера, поставленного «стенка к стенке» (рис. 2). Недавние обследования несущих конструкций подтвердили, что каркас перекрытий полностью удовлетворяют прочностным и эксплуатационным требованиям.



Рис. 1. Баптистский госпиталь в Вирджинии

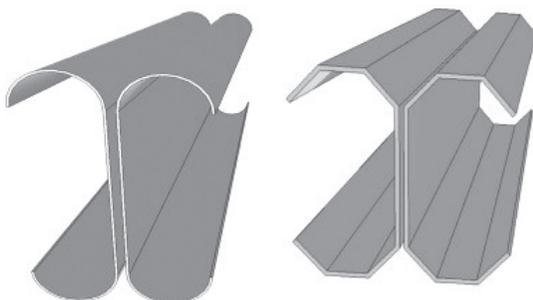


Рис. 2. Несущие элементы из двоянных швеллеров

исследования в Корнельском Университете под руководством профессора Джорджа Винтера.

В процессе разработки норм были проведены эксперименты на балках, стеновых панелях, элементах покрытий и узловых соединениях [3]. Первое издание «Стандарта по проектированию строительных конструкций из тонколистовой стали» увидело свет в 1946 г., совпав с главным событием, вызвавшим бум в сталелитейной промышленности, – окончанием Второй мировой войны.

Причиной такого ажиотажа явилось то, что в первые послевоенные годы многие страны столкнулись с жилищным кризисом. Миллионы жилых домов и промышленных объектов были уничтожены в глобальном конфликте.



Рис. 3. Типовые дома типа «Ластрон»

Возможности применения ХГП в строительстве были представлены широкой общественности на выставке «Век прогресса» в 1933 г. в Чикаго, став частью экспозиции «Дом будущего». В экспозиции было представлено 3 сооружения с несущими каркасами, выполненным из ХГП, была показана возможность применения таких конструкций в качестве ограждающих.

Значимым событием в истории развития тонколистовых конструкций стал проект по разработке первых норм по проектированию конструкций из холодногнутых элементов, стартовавший в 1939 г., когда Комитет по нормированию Американского Института стали и сплавов проспонсировал

В США компания Lustron Homes в период 1948-1950 гг. поставила на поток строительство гражданских домов (рис. 3) и построила 2500 домов в 36 штатах и в Венесуэле.

Помимо этого в 40 – 50-е годы в США был запатентован ряд конструкций бескаркасных зданий, объединяющих в себе несущие и ограждающие функции, заинтересовавших не только инженерные, но и широкие общественные круги.

Но не все такие конструкции получили широкое применение. Так, например, системы «пиродек», представляющие собой набор алюминиевых тонкостенных «пирамид», использованные при строительстве здания Международного союза архитекторов в Лондоне и других небольших сооружений, распространения не получили. Это связано с такими проблемами как трудности утепления, возможности образования снеговых мешков, отвод атмосферных вод и т.д.

В зарубежном опыте значительное распространение получили складчатые своды. Они выполняются из тонколистового алюминия и достигают пролетов до 30 м. Особым успехом пользовались геодезические купола системы Фуллера, собираемые из перегнутого ромбических или шестигранных ячеек, усиленных трубчатыми распорками. Примерами таких решений являются алюминиевый купол в Дирборне (США) – диаметр 28 м и вес 7,8 т, построенный в 1957 г. в Гонолулу (Гавайские острова) купол диаметром 44,2 м и весом 15,1 т для аудитории на 2000 человек (рис. 4).



Рис. 4. Геодезический купол системы Фуллера в Гонолулу

Возвращаясь к жилому сектору, необходимо отметить, что использование ХГП быстро сошло на «нет», тогда как в промышленных и негражданских объектах интерес к ним становился только больше. Пятидесятые и шестидесятые годы XX века ознаменовались высотным строительством, что выдвинуло новые требования к обеспечению безопасности для жизни и технологичности самого процесса возведения сооружения. Эти условия способство-

вали появлению легких негорючих ХГП. При этом параллельное развитие элементов крепления (саморезы) и инструментов для работы с ними сделали холоднугнутые конструкции незаменимыми с приходом XXI в.

Ощутимая выгода ХГП в финансовом отношении стала очевидна с их внедрением в конструкции зданий в качестве элементов каркаса в межкомнатных перегородках. В 2004 г. «Альянс Стальных конструкций» сообщил, что 81 % внутренних несущих стен выполнен из ХГП. Такие показатели были достигнуты благодаря появлению нормативных документов по проектированию, в том числе в части огнестойкости.

На сегодняшний день Ассоциация Индустрии Стальных Конструкций сообщает, что 30-35 % негражданских объектов и сооружений в США выполнены из ХГП. При этом ХГП использовались не только в качестве ограждающих конструкций, но и в качестве несущих элементов каркаса.

Первые исследования тонколистовых металлических конструкций из ХГП в нашей стране были проведены в середине 1930-х гг. при участии Н. С. Стрелецкого

и Н.М. Шейнфельда. Подобные конструкции в то время было принято называть складчатыми.

Первое упоминание о складчатых конструкциях в России относится к 1898 г., когда профессором Ф. С. Ясинским они были применены для перекрытия Александровских мастерских Николаевской ж. д.

Массовые исследования тонколистовых конструкций в нашей стране начали вести в 70-х годах, когда Минмонтажспецстрой СССР принял решение о производстве и поставке легких металлических конструкций (ЛМК) для промышленных зданий. Одна из первых в Союзе работ по исследованию характера работы тонкого алюминиевого листа была проведена в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко под руководством В.И. Трофимова на модели многогранного алюминиевого свода из ромбовидных элементов, исследованиями стальных арочных сводов занимался П.Г. Еремеев [5]. Целый ряд исследований и разработок бескаркасных зданий и применяемых для их возведения профилей был проведен А. Я. Прицкером (УкрНИИПСК) [2], исследованиями профилированных настилов занимался Э.Л. Айрумян (ЦНИИПСК им. Мельникова).

В конце 80-х годов использование ХГП в советской промышленности составляло 10 % от общих возводимых площадей по всей стране [1]. В этот период проводились исследования конструкций складчатых сводов из ромбических, прямоугольных, перегнутых по диагонали и лоткообразных элементов. В основной массе такие конструкции имели цилиндрическое или полигональное очертание. Особенностью типового элемента в форме ромба, согнутого по большой диагонали, была возможность соединения с соседним элементом вогнутостью как внутрь, так и наружу, поэтому из таких элементов можно было собирать пространственные конструкции практически любых вида, формы и размеров. Стыкование элементов было предусмотрено отбортованными вдоль сторон ромбов фланцами и специальными узловыми накладками.

Обобщающим для конструкций, собираемых из ромбических элементов, было конструктивное решение УкрНИИПСК (рис. 5), где было разработано несколько поколений складчатых полигональных сводов пролетами от 12 до 72 м и более.

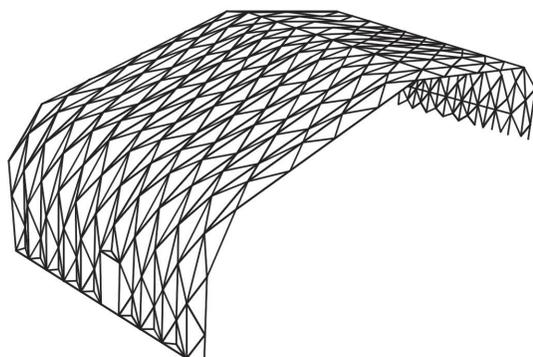


Рис. 5. Складчатое здание из ромбических элементов

При этом такие своды из ромбических элементов не получили широкого распространения из-за сложности их утепления и большой протяженности стыков в местах дождевых стоков.

В тот же период в ЦНИИпроектстальконструкции им. Мельникова совместно с рядом научно-исследовательских и производственных организаций начались исследования и разработка бескаркасных арочных покрытий

из волнистых оцинкованных листов. Было разработано и испытано быстромонтируемое сборно-разборное здание типа «Волна-360» пролетом 12 и длиной 30 м (рис. 6).

Основными элементами покрытия и торцевых стен являлись волнистые листы с синусоидальными гофрами высотой 35 мм, толщиной 2-2,5 мм, длиной 1760 мм, шириной 975 мм с цинковым покрытием. Листы соединялись друг с другом внахлест с помощью болтов.

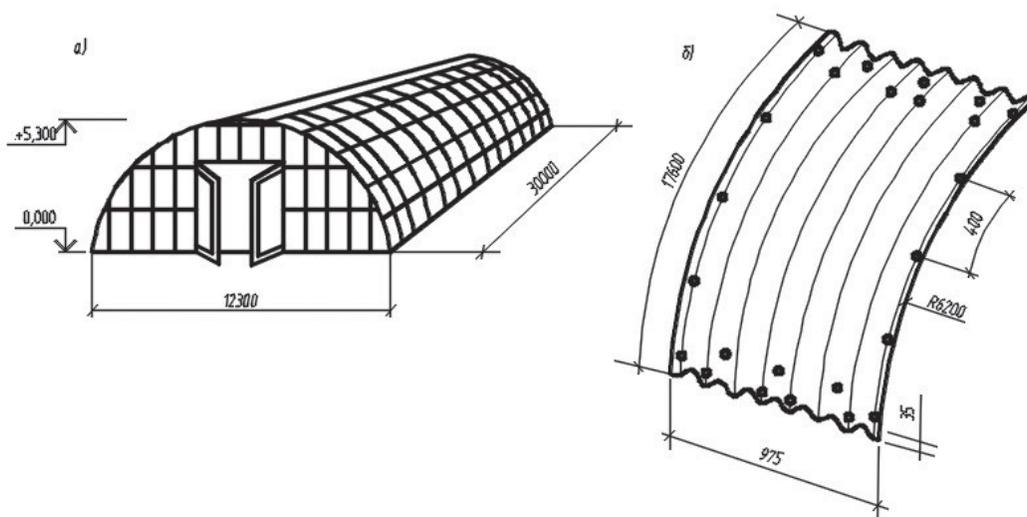


Рис. 6. Бескаркасное здание из волнистых листов: а – общий вид; б – изогнутый элемент арочного покрытия



Рис. 7. Однослойные фрагменты покрытия во время испытания

Еще одной отечественной разработкой были полуцилиндрические своды пролетом от 12 до 21 м, разработанные ВПО «Промтеплица», которые монтировали из длинномерных гнутых профилей арочного очертания (рис. 7).

Такие профили длиной до 28 м изготавливали непосредственно на строительной площадке с помощью передвижного профилегибочного агрегата.

В 90-х годах прошлого века и в начале 2000-х П. Г. Еремеевым, М. Ю. Арменским в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко также проводились исследования конструкций арочных зданий из холодногну-тых профилей корытного типа, в частности, выполняемых на оборудовании фирмы M.I.C. Industries Inc.



Рис. 8. Конструкция двухслойного арочного зданий из ХГП корытного типа

Подобные здания достаточно активно применяются и в настоящее время. Они изготавливаются непосредственно на строительной площадке, имеют минимальное число крепежных деталей, поскольку профили соединяются между собой вальцовкой, но при этом арки имеют пролет не более 36 м, стеновые конструкции проектируются отдельно (рис. 8).

На основе проведенных исследований были разработаны, реализованы и запатентованы принципиально новые решения двухслойных арочных покрытий: с объединением профилей по высоте и укладкой между ними пароизоляции и утеплителя, что позволило добиться повышенной несущей способности конструкций, возможности увеличения пролетов зданий. Впервые такое конструктивное реше-

ние пролётом 19 м было применено в покрытии бассейна для дворовых территорий, возведенного в Москве.

В восьмидесятых годах в ряде научно-исследовательских организаций, в частности, в Красноярском Политехническом институте, Всесоюзном институте легких сплавов (ВИЛС), в Новосибирском инженерно-строительном институте им. В. В. Куйбышева с участием ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко были проведены исследования и разработаны конструктивные решения покрытий, пролетами от 12 до 18 м, где профлист выполнял функции ограждения и одновременно включался в работу каркаса.

Наиболее удачно этот принцип был реализован в ферменных покрытиях типа «Молодечно», где профилированный лист играет роль связей по верхним поясам ферм.

Был предложен ряд интересных решений покрытий, где несущая способность профилированных элементов использовалась максимально рационально, при этом они не нашли массового применения.

В частности, было предложено решение покрытия пролетом 12-18 м, которое komponуется из линзообразных блоков, представляющих собой пространственную систему из металлического профилированного листа (рис. 9).

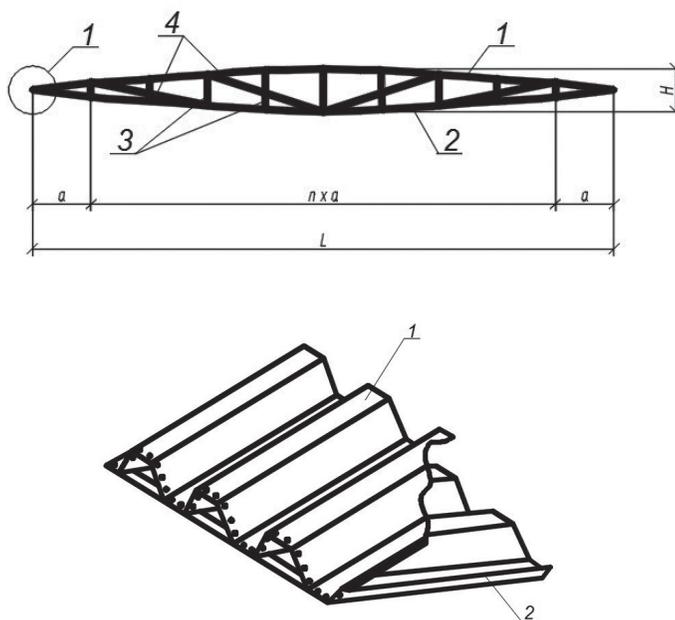


Рис. 9. Линзообразный блок покрытия: 1 – верхний пояс; 2 – нижний пояс; 3 – стойки; 4 – раскосы

Пояса конструкции повторяли форму эпюры изгибающих моментов. По торцам гофры верхнего профилированного листа были размещены в гофрах нижнего профилированного листа и соединялись по всему контуру поперечного сечения при помощи контактной точечной сварки. Промежуточные элементы выполнялись в виде жестких рамок из гнутых уголков; раскосы были запроектированы из прокатных уголков и устанавливались по продольной центральной линии панели.

В Белорусском политехническом институте и ЦНИИСКе им. В. А. Кучеренко в период 1990-1992 гг. велись разработки конструкций преднапряженных панелей из профилированных листов. В качестве настила использовался профлист Н 114-660-0,8 (рис. 10).

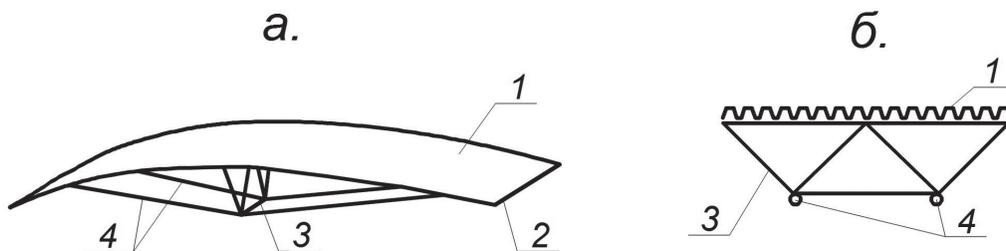


Рис. 10. Цилиндрическая панель-оболочка: а – общий вид; б – разрез; 1 – профилированный лист; 2 – упор; 3 – распорка; 4 – нижний пояс



Рис. 11. Бескаркасное здание типа Нонсо

Были определены оптимальные геометрические параметры покрытия, в частности, стрелка выгиба – от $1/50$ до $1/20$, при которой покрытие работало наиболее рационально; кроме этого, на несущую способность влияло число стоек шпренгельной системы.

Экспериментальными исследованиями была подтверждена достаточная несущая способность и жесткость таких предварительно напряженных панелей из профилированного стального листа.

Успешной конструктивной системой бескаркасных зданий, возводимых с применением тонколистовых профилей, являются бескаркасные здания канадской компании Нонсо и их аналог на российском рынке – здания компании «Эксергия» (рис. 11). Лаборатория металлических конструкций ЦНИИСК

им. В. А. Кучеренко выполняла работы по исследованию поведения этих конструкций, созданию нормативной документации, разработке и научному сопровождению проектов [4].

Основным несущим элементом в конструкциях стен и покрытия таких зданий является стальной профилированный лист синусоидальной формы с двойным гофрированием (структурная секция) толщиной 0,8-2,0 мм, высотой гофр 128 мм и шириной 1 м. Соединение структурных секций между собой выполняется на болтах.

Здания Нонсо были запатентованы в середине 70-х годов прошлого века, при этом активно возводятся и в настоящее время; они выделяются из общего ряда тем, что позволяют перекрывать пролеты до 100 м и использовать типовые элементы как в покрытии, так и в стеновых конструкциях.

В этих зданиях в полной мере отражены все преимущества бескаркасных конструкций: низкая материалоемкость, поскольку несущие конструкции одновременно являются ограждающими; удобство доставки и складирования; высокая скорость возведения; возможность разборки и повторного применения; высокая сопротивляемость прогрессирующему обрушению.

Как видим, история развития конструкций из тонколистовых ХГП насчитывает уже около 170 лет. В настоящее время в связи с развитием программных комплексов и появлением современных методик расчетов строительных конструкций, с разработ-

кой новых конструкционных, теплоизоляционных и гидроизоляционных материалов появляются возможности обобщения опыта предыдущих лет, разработки и внедрения новых конструктивных форм покрытий.

Следует отметить, что во все времена ограничивающим и сдерживающим фактором развития строительства зданий из холодногнутых тонколистовых профилей было отсутствие норм проектирования. Поэтому совершенствование отечественных норм проектирования тонколистовых конструкций, в частности, СП 260.1325800.2016, видится приоритетным направлением для расширения и популяризации строительства из ХГП.

Рассмотренные в статье конструктивные решения являются базой, на основе которой открывается перспектива дальнейших изысканий в области бескаркасного строительства.

Библиографический список

1. Трофимов В. И., Каминский А. М. Легкие металлические конструкции здания и сооружений. М.: Ротапринт, 1993.
2. Прицкер А. Я., Аденский В. А., Фридман М. С. Бескаркасные складчатые конструкции. Киев: Будивельник, 1991.
3. Hancock Gregory J., Murray Thomas, Ellif Duane S. Cold-formed steel structures to the AISI Specification. Eastern Hemisphere Distribution. Marcel Dekker, Inc. 270 Madison Avenue, New York. 2001.
4. Ведяков И. И., Соловьев Д. В., Арменский М. Ю. Новые типы бескаркасных зданий и перспективы их развития // Промышленное и гражданское строительство. 2009. №10. С. 27-29.
5. Еремеев П. Г., Киселев Д. Б., Арменский М. Ю. К проектированию бескаркасных конструкций арочных сводов из холодногнутых тонколистовых стальных профилей // Монтажные и специальные работы в строительстве. 2004. №7. С.54-57.

Авторы:

Иван Иванович ВЕДЯКОВ, д-р техн. наук, проф., директор ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Ivan VEDYAKOV, Doctor of Engineering, Full Professor, Director of TSNIIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: vedykov@gmail.com

тел.: +7 (499) 171-26-50

Дмитрий Валерьевич СОЛОВЬЕВ, канд. техн. наук, заведующий сектором лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Dmitriy SOLOVYEV, Ph.D. in Engineering, Head of Sector of Metal structures in Laboratory, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: DVSolov@yandex.ru

тел.: +7 (499) 171-22-97; +7 (916) 165-79-15

Алексей Игоревич КОВАЛЕНКО, научный сотрудник лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Alexey KOVALENKO, Researcher, Sector of Metal structures in Laboratory of TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: Kovalenko@cstroy.ru

тел.: +7 (499) 174-77-47

Анна Станиславовна ГУДЕНКО, научный сотрудник лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Anna GUDENKO, Researcher, Sector of Metal structures in Laboratory of TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: gudenko@cstroy.ru

тел.: +7 (499) 174-77-47

Алексей Владимирович СМАГИН, научный сотрудник лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Alexey SMAGIN, Researcher, Sector of Metal structures in Laboratory of TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: smagin@cstroy.ru

тел.: +7 (499) 174-77-47

ВЛИЯНИЕ РЕЖИМА ЭКСПЛУАТАЦИИ КОНСТРУКЦИЙ НА ТЕХНИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

THE INFLUENCE OF THE OPERATING CONDITIONS OF THE STRUCTURES ON THE TECHNICAL POSITION OF BOLTED CONNECTIONS

М. И. ФАРФЕЛЬ, канд. техн. наук

Д. Ю. КОНЯШИН

Рассмотрены балки покрытия БСА «Лужники» с выявленными повреждениями в болтовых соединениях. Показано, что в результате эксплуатации конструкций в течение длительного времени наблюдаются отказы работы болтовых соединений, приводящие конструкции в ограниченно работоспособное состояние. Для продления срока службы конструкций необходим постоянный контроль и своевременная замена метизов.

Beams of BSA "Luzhniki" covering with the revealed damage in bolted joints considered. It is shown that as a result of operation structures in a long time, there are failures in operation of the bolt connections, which causes the structures to operate in a limited state. Constant monitoring and timely replacement of hardware required to extend the service life of structures.

Ключевые слова:

Балки, болты, гайки, колонны, несущие строительные конструкции, обследование, отказы, покрытия, техническое состояние, шайбы

Key words:

Beams, bearing building structures, bolts, coatings, columns, cracks, inspection, nuts, technical condition, washers

Во время осуществляемого сотрудниками ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко мониторинга Большой спортивной арены (БСА), начало которому было положено при проектировании и возведении объекта в период строительства и действует по настоящее время, определяется действительный характер напряженно-деформированного состояния

покрытия под воздействием на него эксплуатационных нагрузок, которые включают собственный вес покрытия, снеговую и технологические нагрузки. Кроме того, проводится выборочный визуальный осмотр элементов и узлов конструкций покрытия.

Мониторинг работы конструкций БСА и их узлов не прекращался и в 2014 – 2017 гг., когда проводились работы по реконструкции покрытия стадиона для возможности проведения на нём Чемпионата мира по футболу в 2018 г.

Покрытие Большой спортивной арены Олимпийского комплекса «Лужники» – это уникальное сооружение, имеющее наибольшие в мире безопорные пролеты для стального купольного покрытия, составляющие 310 м по большой оси и 250 м – по малой. Наружный опорный контур покрытия опирается на 72 колонны, расположенные по периметру стадиона и отстоящие на 5 м от трибун стадиона.

Покрытие БСА представляет собой пространственную систему, состоящую из внутреннего и наружного контуров и системы радиально-кольцевых ребер (рис. 1).

Стальной наружный опорный контур имеет замкнутое прямоугольное сечение с размерами 2×5 м. Контур образован 72 отдельными блоками, которые на монтаже объединены накладками на высокопрочных болтах. Сопряжение блоков между собой в пролете также осуществлено посредством болтовых сдвигоустойчивых соединений.

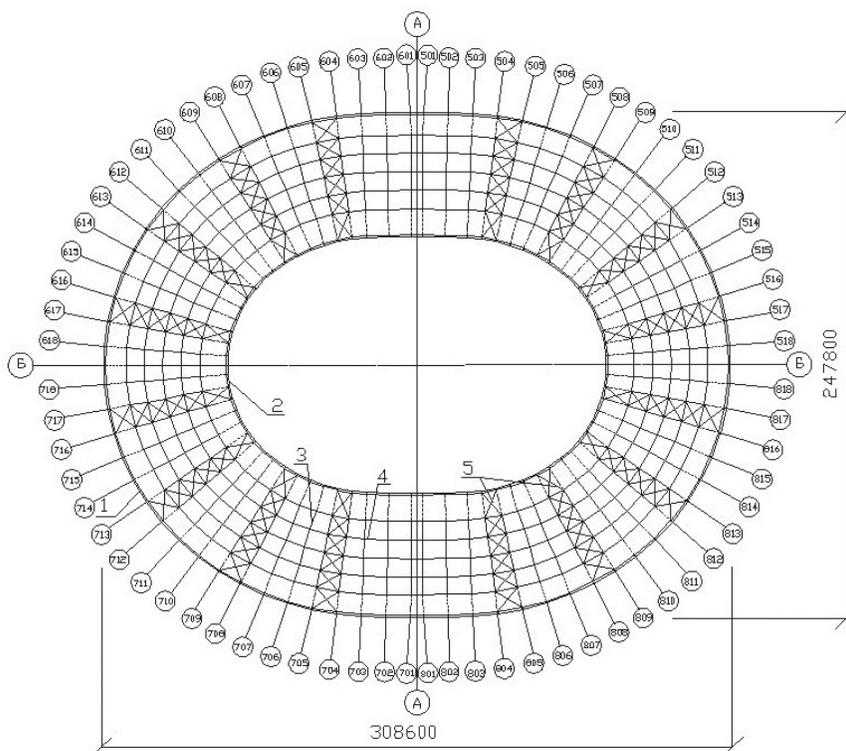


Рис.1. Схема элементов покрытия БСА: 1 – наружный опорный контур; 2 – внутренний контур; 3 – радиальные балки; 4 – кольцевые фермы; 5 – горизонтальные связи

Внутренний контур решен в виде сквозной пространственной системы, состоящей из верхнего, нижнего и среднего поясов (рис. 2).



Рис. 2. Наружный опорный контур (а) и внутренний контур (б)

Средний пояс объединен с верхним и нижним поясами крестовой решеткой. Верхний пояс имеет ширину 6 м, нижний – 3 м, средний состоит из двух листов шириной 1,5 м. Высота внутреннего контура 10 м.

Замкнутый контур образован из 74 монтажных блоков.

Горизонтальные элементы сечения контура представляют собой листы с приваренными к ним продольными ребрами, предназначенными для крепления вертикальных решеток из прокатных двутавров.

Диафрагмами сечения внутреннего контура являются радиальные балки и подкосы к нижнему поясу.

Радиальные ребра (балки) криволинейного очертания имеют двутавровое несимметричное сечение высотой 2,7 м. Каждое из 74 радиальных ребер разбито на элементы. Стык ребер, создающий их проектную криволинейную геометрию, выполнен сварным, а монтажные стыки этих криволинейных элементов при укрупнительной сборке выполнены посредством болтовых сдвигоустойчивых соединений. Ребра жестко сопрягаются с наружным контуром на сварке, а с внутренним контуром – на болтах.

Для получения данных о напряженно-деформированном состоянии *внутренний контур* покрытия БСА освидетельствовали с проходной площадки, расположенной над нижним поясом сечения, с проходной площадки внутри сечения, с верхней поверхности среднего пояса, сверху сечения и со стороны поля (с помощью бинокля).

Обращалось особое внимание на состояние стыковых узлов конструкции контура, выполненных на высокопрочных болтах (рисунки 3, 4, 5).



Оси 609-615



Оси 616-715



Ось 809



Оси 706-704



Оси 803-805



Оси 813-Б



Оси 517-510

Рис. 3. Верхняя поверхность верхнего пояса внутреннего контура



Оси 518-Б



Оси 701-801

Рис. 4. Верхняя поверхность нижнего пояса внутреннего контура



Оси 518-Б



Оси 701-801

Рис. 5. Нижняя поверхность верхнего пояса внутреннего контура

Каждый раз при обследовании на фрикционных стыках покрытия обнаруживали отсутствующие высокопрочные болты М27.

Максимально возможное число отсутствующих болтов в месте пересечения верхнего пояса внутреннего контура с радиальной балкой не должно быть более трех.

До реконструкции число отказов болтов с течением времени (с 1999 по 2013 гг.) плавно увеличивалось, что видно из таблиц 1 и 2 и рис. 6. При этом после 2004 г. и в 2010 г. было заменено большинство отказавших болтов.

Начиная с 2013 г., особенно в 2014 г., когда проводились работы по реконструкции, в некоторых местах отказы болтов, выявленные в предыдущих этапах, обнаружить не удавалось из-за отсутствия к ним доступа (таблицы 3 и 4 и рис. 7).

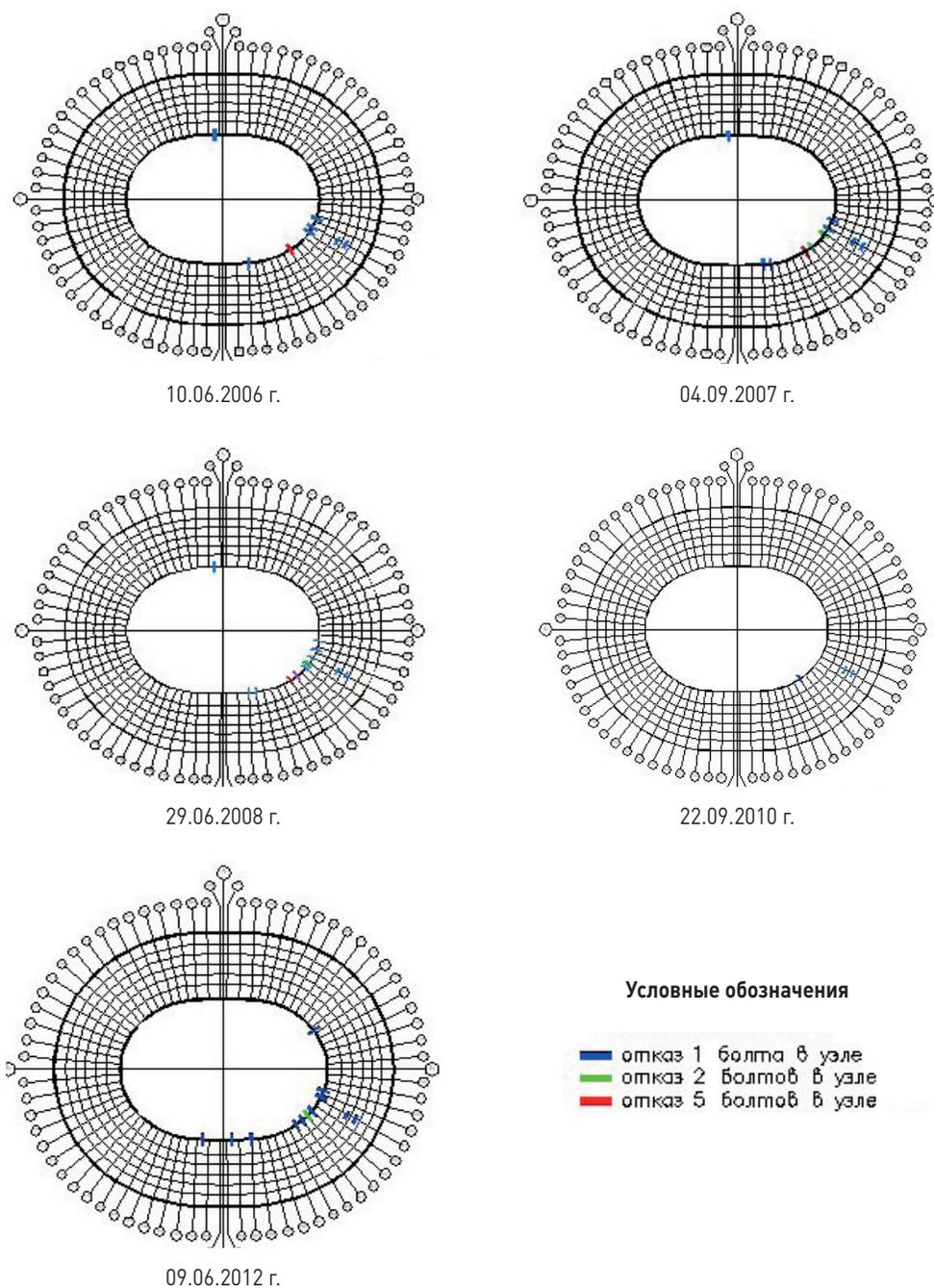


Рис. 6. Схемы выявленных мест отказов высокопрочных болтов на покрытии БСА с 2006 по 2012 гг.

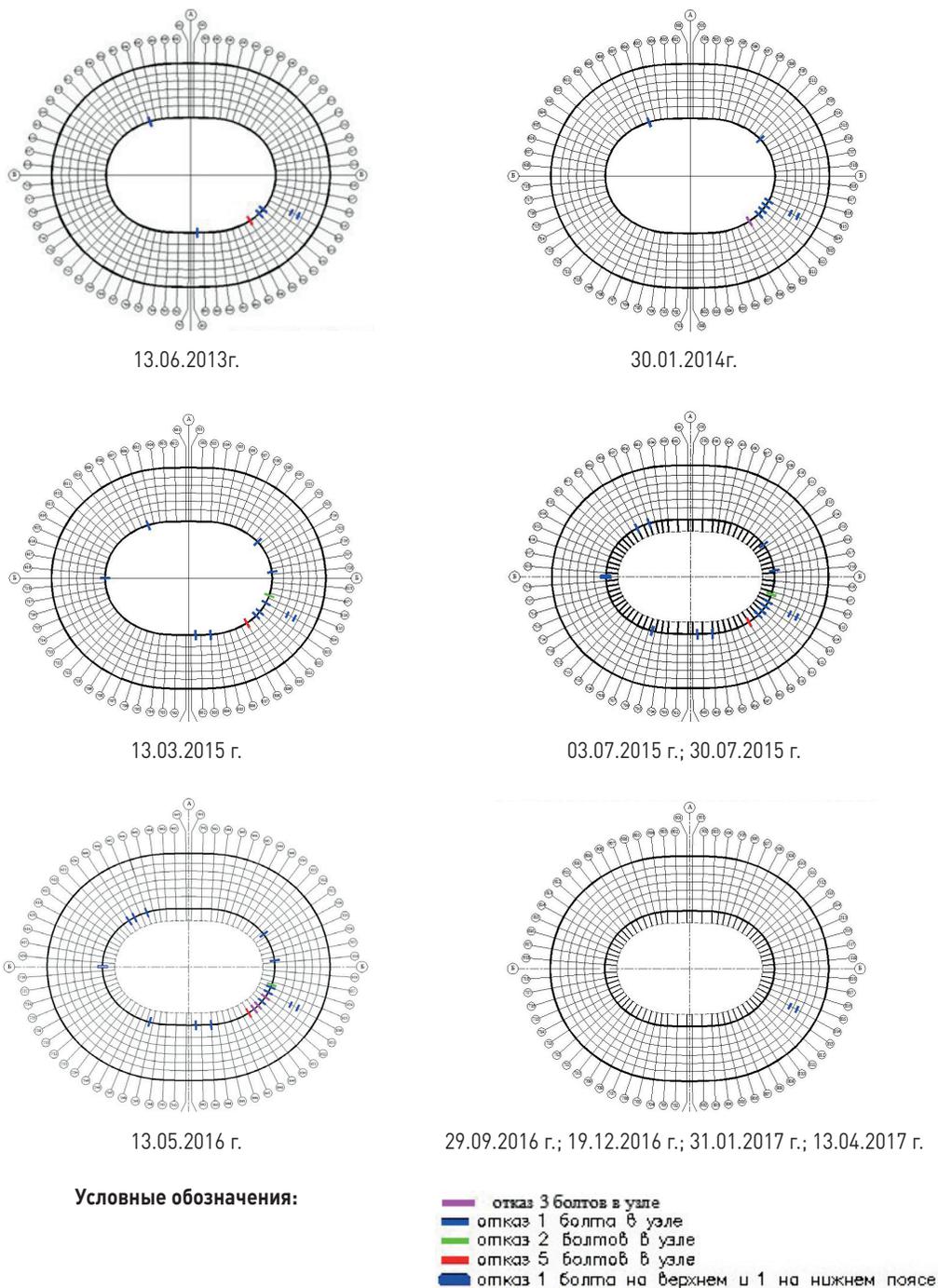


Рис. 7. Схемы выявленных мест отказов высокопрочных болтов на покрытии БСА в 2013-17 гг.

Таблица 1

Расположение и число выявленных до 2013 г. вышедших из строя болтов М27 во фрикционных стыках на верхнем поясе внутреннего контура покрытия

Ось	Годы												
	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010*	2011	2012
	Число разрушенных болтов												
514		1											
512-513			2	2	3							1	1
601-602				1			1	1	1	1	1/0		
605-606				1	1								
606		1	1										
606-607				1	1								
607		1	3	3	3								
607-608				1									
801-802					1							1	1
803						1	1	1	1	1	2/0	1	1
804								1	1	1	2/0		
808			1	1	1	1		1		1	1/0		
809		1	3	3	3		4	4	5	5	7/1	1	1
810	1	3	3	3	3			1	2	3	3/0	1	1
811												1	2
812										1	1/0	1	1
812-813										1	1/0		
813			1	1	2	1	1	1	2	2	2/0		
814						1	1	1	1	1	1/0		
815			1	1	1								
814-815			2	1	1								
815-816	1	2	3	3	3		1	1	1	1	1/0	1	1
817										1	1/0		
702-703												1	1
715		1	1	1	1								

* В числителе указано число отказавших болтов в начале года, в знаменателе – после восстановления.

Таблица 2

Расположение и число выявленных до 2013 г. вышедших из строя болтов М27 во фрикционных стыках на радиальной балке покрытия

Ось	Годы												
	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012
	Число разрушенных болтов												
814	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2/2	2	2
Всего	4	12	23	25	26	6	11	14	16	21	25/3	11	12

* В числителе указано число отказавших болтов в начале года, в знаменателе – после восстановления.

Таблица 3

Расположение и число выявленных в 2013-2014 гг. вышедших из строя болтов М27 во фрикционных стыках на верхнем поясе внутреннего контура покрытия

Ось	2013 г.	2014 г.					
		28.02.	23.05.	12.09. *	10.10. *	10.11.*	22.12.
<i>Число разрушенных болтов</i>							
517-518							1
512-513		1	1	1			1
606	1	1	1	1	1	1	1
608					1	1	
609							
705-706							
801-802	1			1	1	1	
803			1	1			1
809	5	3	3	1		1	1
811	1	1	2				1
812	1	1	1	1	1	1	
813		1	2				
814		1	1	1	1	1	1
815							
Б							
815-816							2

* Отказы остальных болтов, выявленные в предыдущих этапах, обнаружить не удалось из-за отсутствия к ним доступа в связи с тем, что они закрыты демонтированными листами поликарбоната и желобами.

Таблица 4

Расположение и число выявленных в 2013-2014 гг. вышедших из строя болтов М27 во фрикционных стыках на радиальной балке покрытия

Ось	2013 г.	2014 г.					
		28.02.	23.05.	12.09.	10.10. *	10.11.*	22.12.
<i>Число разрушенных болтов</i>							
814	2	2	2	2			
Всего	11	11	14	9	5	6	9

* Отказы остальных болтов, выявленные в предыдущих этапах, обнаружить не удалось из-за отсутствия к ним доступа, в связи с тем, что они закрыты демонтированными листами поликарбоната и желобами.

С начала 2015 г. по август 2016 г. было зафиксировано увеличение отказов болтов с большей интенсивностью (таблицы 5; 6 и 7 и рис. 7).

Таблица 5

Расположение и число выявленных в 2015 г. вышедших из строя болтов М27 во фрикционных стыках на верхнем поясе внутреннего контура покрытия

Ось	2015 г.					
	16.01.	13.03.	03.07.	18.08.	01.10.	27.12.
	Число разрушенных болтов					
517-518	1	1	1	1	1	1
512-513	1	1	1	1	1	1
606	1	1	1	1	1	1
608			1	1	1	1
609					1	1
801-802	1	1	1	1	1	1
803	1	1	1	1	1	1
809	1	4	5	5	5	5
811		1	1	1	1	1
812	1	1	1	1	1	1
813			1	1	2	2
814	1	1	1	1	1	1
815					1	1
Б		1	1	1	1	1
Б*			1	1	1	1
815-816	2	2	2	2	3	3
705-706			1	1	1	1

* На среднем поясе внутреннего контура

Таблица 6

Расположение и число выявленных в 2015 г. вышедших из строя болтов М27 во фрикционных стыках на радиальной балке покрытия

Ось	2015 г.					
	16.01.	13.03.	03.07.	18.08.	01.10.	27.12.
	Число разрушенных болтов					
814	2	2	2	2	2	2
Всего	12	17	22	22	26	26

Таблица 7

Расположение и число выявленных в 2016 г. вышедших из строя болтов М27 во фрикционных стыках на верхнем поясе внутреннего контура покрытия

Ось	2016 г.			
	28.01.	02.03.	13.05.	11.08.
	Число разрушенных болтов			
517-518	1	1	1	
512-513	1	1	1	
602				1
606	1	1	1	
608	1	1	1	
609	1	1	1	
801-802	1	1	1	
803	1	1	1	
809	5	5	6	1
810			2	1
811	1	1	2	
812	1	1	1	
813	2	2	2	
814	1	1	1	
815	1	1	1	
Б	1	1	1	1
Б*	3	3	1	
815-816	1	1	3	
705-706	1	1	1	

* На среднем поясе внутреннего контура

В августе 2016 г. было заменено большее число отказавших болтов, и к 2017 г. остались не замененными только два болта на радиальной балке (табл. 8 и рис. 7).

Таблица 8

Расположение и количество выявленных в 2016-17 гг. вышедших из строя болтов М27 во фрикционных стыках на радиальной балке покрытия

Ось	2016 г.						2017 г.		
	28.01.	02.03.	13.05.	11.08.	19.09.	19.12.	31.01.	02.03.	13.04.
	Число разрушенных болтов								
814	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Всего	26	26	30	6	2	2	2	2	2

На рис. 8 представлены графики зависимости числа отказов высокопрочных болтов во фрикционных соединениях элементов конструкции БСА за время эксплуатации.

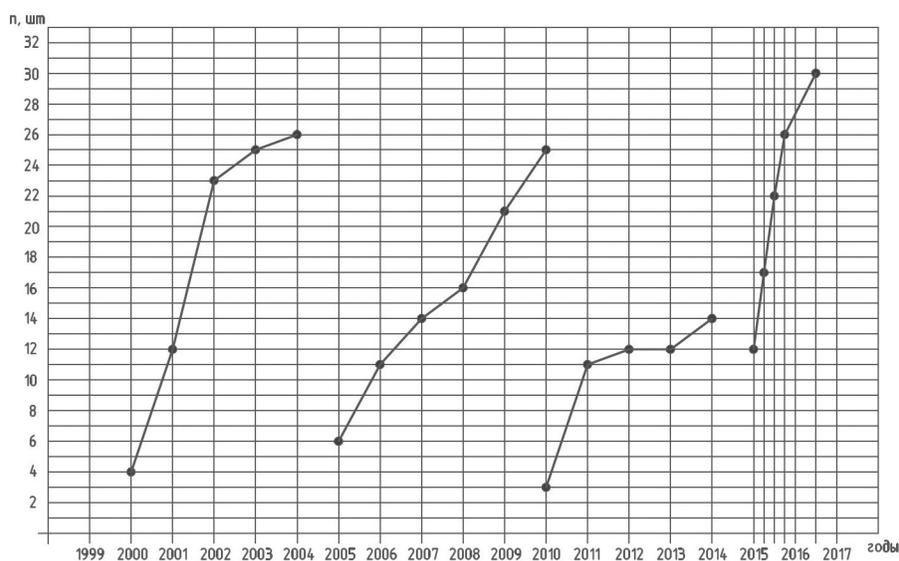


Рис. 8. Число отказов болтов с 1999 по 2017 годы

Как видно из приведенных графиков, за весь период эксплуатации и мониторинга сооружения до момента реконструкции отказы болтов случались постепенно (с периодом 4-5 лет), доходя до максимального числа 26 штук. Службы эксплуатации регулярно восстанавливали вышедшие из строя болты.

В период реконструкции частота достижения максимального числа отказов (26 шт.) увеличилась до одного года. В 2016 г. (в пик реконструкции) число отказавших болтов дошло до 30 штук. Это свидетельствует о том, что при изменении нагрузок в период реконструкции монтажные соединения работают в другом режиме работы конструкции и должны более тщательно контролироваться во избежание непредвиденных изменений в работе конструктивных элементов.

Выводы

1. В процессе эксплуатации и реконструкции уникального покрытия БСА в московских Лужниках была подтверждена необходимость и важность проведения мониторинга конструкций.

2. В составе мониторинга важную роль играет слежение за работой соединений элементов конструкций покрытия.

3. Указания на своевременную замену изношенных или отказавших метизов в монтажных соединениях элементов конструкций покрытия заблаговременно предупредят и предотвратят возможные нештатные ситуации, возникающие при проведении работ по реконструкции.

Библиографический список

1. *Микулин В. Б., Одесский П. Д., Оспенников А. Г., Отставнов В. А., Попов Н. А., Ханджи А.В., Фарфель М. И. и др.* Покрытие Большой спортивной арены стадиона «Лужники» (проектирование, научные исследования и строительство). М.: «Фортэ», 1998.
2. *Фарфель М. И.* Обеспечение безаварийной эксплуатации уникального большепролетного покрытия Большой спортивной арены олимпийского стадиона «Лужники» // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2012. № 6. С. 56–61.
3. *Фарфель М. И.* Организация мониторинга покрытия Большой спортивной арены олимпийского стадиона «Лужники» в процессе изготовления, монтажа и эксплуатации // *Вестник НИЦ «Строительство». Исследования по теории сооружений*. Сб. статей. Вып. 7-8 (XXXI). 2013. С. 37–50.
4. *Гукова М. И., Гуров С. В., Фарфель М. И., Иващенко С. В., Коняшин Д. Ю.* Работа комбинированных соединений при реконструкции Большой спортивной арены стадиона «Лужники» // *Промышленное и гражданское строительство*. 2016. № 12. С. 37-43.
5. *Егоров М. И., Баранов Д. С.* Мониторинг напряженно-деформированного состояния несущих конструкций уникальных сооружений Москвы // *Промышленное и гражданское строительство*. 2001. №10. С. 14-17.
6. *Mikulin V. B., Khandzhi A. V.* Design and construction of mayor sports arena in Luzhnik, Moscow // *Spatial Structures in new and Renovation project of Buildings and constructions / International congress ICSS-98, June 22-26 1998, Moscow, Russia*. Pp. 113-114.

Авторы:

Михаил Иосифович ФАРФЕЛЬ, канд. техн. наук, заведующий сектором реконструкции и мониторинга зданий и сооружений лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Mikhail FARFEL, Ph.D. in Engineering, Chief Manager of Reconstruction and monitoring of building and structures Sector, Metal structures Laboratory, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: Farfelmi@yandex.ru

тел.: +7 (916) 950-61-29; +7 (499) 170-10-87

Дмитрий Юрьевич КОНЯШИН, инженер, научный сотрудник лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Dmitry KONYASHIN, Researcher of Metal structures Laboratory, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: dkon@yandex.ru

тел.: +7 (925) 271-00-10; +7 (499) 174-77-93

АНТИЧНОСТЬ: ИСТОКИ СОВРЕМЕННОЙ НАУКИ

ANTIQUITY: THE SOURCES OF MODERN SCIENCE

Н. А. МИНКИНА, д-р филос. наук, проф.

Показано, что генезис науки связан с переходом от чувственно-конкретного знания к рациональному. Первые философы были и первыми учеными, специалистами в области инженерного, строительного дела и т.п. Анализируются попытки естественно-научного объяснения происхождения Вселенной, космоса, животных и человека, предпринятые античными философами и учеными. Особое внимание в статье уделено современному прочтению идей Пифагора, который в математике увидел ключ к пониманию Вселенной, а также философии и первой научной программе Левкиппа–Демокрита, заложивших основы механицизма.

На примере анализа философии и науки Аристотелем показывается, что в Античности наука и философия существовали в единстве, однако уже на этой стадии намечаются предпосылки их дифференциации.

The author shows that the genesis of the science associated with the transition from sensual-specific to the rational knowledge. The first philosophers were the first scientists, experts in the field of engineering, construction, etc. The author analyzes attempts of the naturally-scientific explanation for the origin of the universe, space, animals and humans made by ancient philosophers and scientists. The particular attention is paid to the modern reading of Pythagoras' ideas, who saw the key to understanding the Universe in mathematics, philosophy, and also the first scientific program of Leucippus, Democritus, that laid the basis of mechanicalism. Based on the analysis of philosophy and science by Aristotle, the author shows that science and philosophy in antiquity were in unity, however, at this stage the premises of their difference are already coming up.

Ключевые слова:

Наука, философия, античность, чувственное познание, рациональное знание

Key words:

Science, philosophy, antiquity, Sensory cognition, rational knowledge

Накопление знания, развитие общества явились истоками науки, которую мы можем назвать современной наукой. Ее исходной точкой была греческая наука, которая, с одной стороны, ассимилировала знание Востока, восприняла его «практическую сторону», а с другой стороны – рационально-теоретическую форму выражения знания. Теоретическое мышление нашло выражение в греческой философии. Именно греческая философия явилась теоретически обоснованным мировоззрением, которое пришло на смену мифологии.

При этом надо постоянно иметь в виду, что первые философы были и первыми учеными, специалистами в области инженерного дела и т.п. Поэтому, поскольку мы ищем истоки науки, сразу надо зафиксировать два существенных для науки момента, в отличие от технических приемов, которые были просты и могли передаваться устно; во-первых, наука должна иметь развернутое текстовое оформление; во-вторых – строгое рационально-логическое обоснование и аргументацию.

Грекам вообще был чужд опытный, экспериментальный тип познания, хотя они знали о «притягательных» особенностях натертого янтаря, о магните, о явлении преломления в жидких средах и многое другое. Но у греков была своеобразная идиосинкразия к такого рода конкретным вещам, ибо они не были пригодны для познания мира в целом. Так, физика для грека была наукой о природе, которая включала познание не опытным путем, а путем умозрительного уяснения происхождения и сущности природного мира как целого [5].

Именно таким философом и ученым был **Фалес** (624-547 гг.) из Милета. Его считают родоначальником европейской науки и философии. Известно, что Фалес установил причину разлива Нила, объяснив это тем фактом, что течение реки задерживают пассатные ветры, и вода в устье не имеет выхода. Фалес предсказывал урожайные годы, был в Египте, где научился предсказывать солнечные затмения. Говорят, что Фалес открыл продолжительность года и разделил его на 365 дней. Он систематизировал знания в области геометрии. До сих пор в школе изучают теорему Фалеса.

Что касается философии, то Фалес пытался осмыслить данные о природе, и его философию называют натурфилософией, а самого Фалеса – основателем материалистической линии в древнегреческой философии. Вода лежит в основе всех природных явлений. И если свойства, состояния материи меняются, то сама она не исчезает, а существует вечно. Всё начинается с воды и в нее возвращается. Испарения воды питают небесные огни (Солнце и другие светила), затем в дожде вода опять возвращается и переходит в землю в виде речных отложений. Из земли она снова появляется в виде подземных ключей, туманов, росы и т.п. Надо иметь в виду, что вода в понимании Фалеса – это не то, что мы пьем и что мы вообще называем водой. Фалес называл воду «физис» – жидкий, текучий, а то, что мы пьем – лишь одно из его состояний.

Как видим, учение Фалеса о воде как вечной, бесконечной движущейся материи, как о первооснове, из которой возникают все вещи и в которую они возвращаются,

есть первая попытка материалистически обосновать идею о переходе материи из одного состояния в другое. Но Фалес «натуралист» в античном смысле этого слова, но не материалист в современном понимании. Находим мы у Фалеса и элементы диалектики. Вечное движение воды или огня, как это было позднее у Гераклита, зачаровывало человека. И не случайно не покоящиеся величественные горы, а именно движущаяся материя волновала философов, и Фалеса – в частности. Конечно, и материализм, и диалектика Фалеса были наивными, стихийными.

Таким образом, начиная с Фалеса, человеческий разум пытается осмыслить реальность. Рациональное понимание мира потеснило его отражение в мифах и религии.

Натурфилософские идеи Фалеса развивал **Анаксимандр** (610-546 гг. до н. э.). Ему приписывают устройство солнечных часов, он первый составил географическую карту, соорудил своеобразный глобус, т.е. небесную сферу, по которой можно ориентироваться ночью. Вообще античные философы излагали свои идеи в работах, которые, как правило, называли «О природе». Но это были поэтические произведения. Анаксимандр впервые в западной философской традиции написал научное сочинение в прозе. Он считал, что логос, чтобы отвечать своему назначению, должен быть свободен от метрической стихотворной формы.

За основу всего существующего Анаксимандр принимал апейрон – неопределенную, беспредельную материю. Одним из первых в греческой философии он не подменяет понятие материи одним из ее видов. Апейрон Анаксимандра – это материальное первоначало, единое, вечное, неопределенное и бесконечное, находящееся в движении. Особый интерес вызывает учение Анаксимандра о противоположностях. Противоположности обуславливают переход материи от одного состояния к другому на основе выделения из апейрона теплого и холодного, сухого и влажного. *Анаксимандр сделал попытку естественно-научного объяснения происхождения вселенной, космоса, животных и человека.*

Учеником и последователем Анаксимандра был **Анаксимен**. Он жил в VI в. до н. э., тоже в Милете. До нас дошли фрагменты его сочинения «О природе». Кроме того, существует множество преданий, изложенных в косвенных источниках. Первоосновой всего, по Анаксимену, является безграничная, единая, вечно движущаяся материя – воздух. Разряжаясь, материя становится огнем, сгущаясь – ветром, сгущаясь еще более – землей, потом – камнями. Все прочее возникает из этих веществ. «Анаксимен говорил, – свидетельствует предание, – что холодное – это материя, которая сопротивляется и, конденсируясь, уплотняется, в то время как горячее – это материя расслабленная и расширенная». Круг научных интересов Анаксимена был несколько уже своих предшественников. Анаксимена интересовали главным образом метеорология и астрономия.

Как метеоролог, Анаксимен считал, что град образуется при замерзании выпадающей из туч воды; если к этой замерзающей воде примешан воздух, то образуется снег. Ветер – это уплотнившийся воздух. Состояние погоды Анаксимен связывал с активностью Солнца.

Подобно Фалесу и Анаксимандру, Анаксимен изучал астрономические явления, которые, как и другие природные явления, стремился объяснить естественным образом. Анаксимен полагал, что Солнце – плоское небесное тело, аналогичное Земле и Луне, которое от быстрого движения раскалилось. Земля и небесные светила парят в воздухе. Земля неподвижна, другие светила и планеты, которые Анаксимен отличал от звезд и которые, как он считал, возникают из земных испарений, движутся космическими ветрами. Душа также состоит из воздуха.

Есть ли приращение знания о мире в философии Анаксимена? Есть. Именно он наиболее рельефно выразил идеи милетской школы. Именно ему принадлежит идея динамической причины. «Уплотнение» и «разрешение» материи есть причина ее многообразия, ему принадлежит идея динамической причины.

Гераклит Эфесский (конец VI – начало V вв. до н. э.). Считается, что сохранилось около 130 фрагментов сочинений Гераклита. Но понять их нелегко. Уже в древности его прозвали «темный», т.е. сложный для понимания. Известно остроумное изречение Сократа: «То, что я понял у Гераклита, превосходно. Думаю, что таково и то, чего я не понял».

В основе всего существующего Гераклит считает материальное первоначало – огонь. Огонь – это подвижное начало, подчиняющееся внутреннему закону, который философ называл логосом. Весь мир, весь космос – лишь изменение материального первоначала – огня. Самая плотная его часть становится землей, земля под влиянием огня становится водой, вода, испаряясь, превращается в воздух. Психея (душа) также одно из переходных состояний материи. Душа немногих огненна и мудра, у большинства – влажна и глупа. «Психеям смерть – стать водою». Парадокс в том, что сам Гераклит умер от водянки головного мозга.

Основная заслуга Гераклита состоит в том, что он, хотя и в наивной форме, взглянул на мир диалектически. Мир для него – внутренне противоречивый поток. Для характеристики развития мира он использует образ реки. «Все течет, все изменяется. В одну и ту же реку нельзя войти дважды». Есть такие фрагменты, где Гераклит практически формулирует закон единства и борьбы противоположностей. «Враждующее соединяется, из расходящихся прекраснейшая гармония, и все происходит через борьбу», «Многознайство уму не научает», противоположности «смертью друг друга живут, жизнью друг друга умирают».

Таким образом, Гераклит развивал взгляды милетской школы. Как и Фалес, Анаксимандр и Анаксимен, он пытался найти некое первоначало, первоначало, из которой возникает мир. Однако в определенном отношении он превзошел своих предшественников. Несомненной заслугой Гераклита (и в этом приращение знания) является диалектический подход к миру.

Пифагорейский союз. Пифагор (предположительно 571-497 гг. до н.э.). Пифагорейский союз – это первая школа эзотерического знания, т.е. знания, не поддающе-

гося разглашению. Аристотель в своей метафизике разбирает учение пифагорейцев и характеризует их как философов, «поставивших задачу познавать вещи, не воспринимаемые чувствами».

Рассказывают, в частности, Боэций, что однажды Пифагор, проходя мимо кузницы, заметил, что совпадающие удары неодинаковых по весу молотов производят различные гармоничные звучания. Но ведь вес молота можно измерить. Таким образом, качественное явление (созвучие) точно определяется количественно. Отсюда Пифагор делает вывод: «Число владеет вещами». Познать мир, его строение, его закономерности означает познать числа, управляющие миром. Число, с точки зрения Пифагора, и есть та субстанция, которая лежит в основе мира.

Несомненный интерес вызывает идея Пифагора о единстве гармонии, красоты теории и истины. Пифагор понимал «страстное и сочувственное созерцание» как интеллектуальное созерцание, к которому мы прибегаем также в математическом познании. «Это может показаться странным для тех, кто немного и весьма неохотно изучал математику в школе, но тем, кто испытал опьяняющую радость неожиданного понимания, которую время от времени приносит математика тем, кто любит ее, пифагорейский взгляд покажется совершенно естественным, даже если он не соответствует истине. Легко может показаться, что эмпирический философ – раб исследуемого материала, но чистый математик, как и музыкант, – свободный творец собственного мира упорядоченной красоты» [1].

Таким образом, благодаря пифагореизму слово «теория» постепенно приобрело теперешнее значение. Пифагор обнаружил цифровые пропорции и в музыкальной гамме. Эти пропорции он перенес в понимание космоса (7 нот – 7 планет). Интересно, что пифагорейская идея «музыки сфер» периодически возрождается. Те же идеи у Кеплера в «Гармонии мира». Ньютон в своей оптике разделил спектр на 7 цветов. В Вене есть институт гармонических исследований имени Г. Кайзера, который утверждал, что Бог, создавая мир, выступал как своего рода композитор. Идею Пифагора о том, что «число правит миром» иллюстрирует феномен «золотого сечения» (0,62). Термин ввел Леонардо да Винчи. Это такое соотношение отрезков, которое для художников и архитекторов является предпочтительным.

Таким образом, Пифагор [6] связал математику, науку (физику) и философию. В математике он увидел ключ к пониманию Вселенной. С помощью чисел пифагорейцы не просто решают практические задачи, а хотят объяснить природу всего сущего.

Зенон (490-430 гг. до н.э.) известен своими апориями. Апория в переводе с греческого безвыходность, трудная, неразрешимая проблема, связанная с возникновением противоречия, с наличием аргумента против очевидного, общепринятого. Считается, что существовало 45 апорий Зенона. До нас дошли 9. Самые знаменитые апории – это «Ахиллес и черепаха» и «Летающая стрела». В первой из этих апорий доказывается, что Ахиллес не может догнать находящуюся впереди и удаляющуюся от него черепаху.

Для того чтобы догнать черепаху, Ахиллес должен пройти половину пути, но черепаха за это время тоже продвинется вперед. Затем он должен будет пройти половину оставшегося пути, но черепаха тоже пройдет часть пути. И так до бесконечности. Когда мы говорим, что догонит, мы имеем в виду, что догонит через вполне определенное время. Но нельзя пройти в конечное время бесконечное число половинок пути. Хотя расстояние будет все время уменьшаться, но никогда не исчезнет, и Ахиллес никогда не догонит черепаху. В апории «Стрела» Зенон пытается доказать невозможность движения на том основании, что летящая стрела в каждый данный момент находится только в том месте, где находится. Но если в каждый данный момент она покоится, то она неподвижна. Зенон исходит из прерывности времени, т.е. времени как суммы моментов. Он, таким образом, вскрывает противоречивость движения, времени, пространства (движение и покой, прерывность и непрерывность и т.п.). Другое дело, что он не признавал реальности этих противоречий. Таковы парадоксы или апории Зенона

Философия и первые научные программы. Прежде всего, это атомизм Левкиппа – Демокрита [4]. Если элеаты отрицали наличие небытия, поскольку в противном случае должна быть пустота, то Левкипп и Демокрит наряду с бытием признавали небытие, каковым и является пустота. Бытие состоит из множества мельчайших частиц, движущихся в пустоте. Все многообразие вещей, их возникновение и гибель имеют в своей основе соединение и разъединение этих частиц. Другими словами, все состоит из атомов и пустоты. Атомы не возникают и не исчезают. Они вечны, неизменны и неделимы. Однако между ними первоначально существуют различия, которые и определяют все другие свойства вещей. Таких отличий три: форма, порядок и положение. Как же возникает мир из первичного атомного хаоса? Вселенная бесконечна и безгранична, и число миров также бесконечно. Множество разнообразных по форме атомов, выделяясь из беспредельного, несетя «в великую пустоту». Сбравшись вместе, они образуют единый вихрь. В этом вихре они наталкиваются друг на друга, соединяются и разделяются. При этом подобные атомы соединяются с подобными, из этой массы отделяется оболочка, и в виде неба простирается над всем миром. Более плотные собираются и образуют землю. Демокрит считал, что наш мир – один из миров. Жизнь не является результатом творения бога, а есть результат механических сил самой природы.

Демокрит учил, что из влажности и сырости возникли земноводные животные, которые изменялись. В результате жизненной борьбы одни исчезали, другие оставались. Наконец, появился тот род животных, который называется людьми. Душа человека также состоит из атомов. Поэтому Демокрит требует от человека поддерживать тело в таком состоянии, чтобы оно не препятствовало круговороту легких атомов души.

Есть ли философия Левкиппа–Демокрита шаг вперед по сравнению с элейской философией? Да. Они считали, что движение первоначально присуще материи. И именно атом является движущейся материей. Причиной всех изменений в мире

являются механические причины. Специфической чертой атомизма как научной программы является наглядность объясняющей модели, что заложило основы моделирования физических явлений.

Новый этап в развитии греческой научной мысли, который называют классическим периодом VI-V вв. до н. э., связан с деятельностью **софистов**. Этот этап связан с интересом к образованию новых понятий и методов. Оказалось, что важно не только получить новый результат, но и логически обосновать, выработать способы подтверждения полученных результатов.

Софисты от анализа природы, как это было во всей предшествующей философии, перешли к анализу человека, его сознания и познавательных способностей. Они делали философские и научные достижения всеобщим достоянием. Однако тот факт, что софисты имели дело с аудиторией, до которой они должны были донести достижения в области философии и науки, неизбежно поставил их перед проблемой аргументации, логики и языка. У софистов возникает специальный интерес к тому, как совершается познавательный процесс, по каким специфическим законам протекает жизнь сознания и с помощью каких средств можно влиять на него.

Логическая расчлененность понятий и метод доказательства – вот чем обогатилась научная и философская мысль в результате деятельности софистов.

Сократ. Два основных тезиса характеризуют его философию. «Познай самого себя» и «Я знаю, что я ничего не знаю. Давайте порассуждаем вместе, что такое добродетель». Первый тезис раскрывает идею о связи макро- и микрокосмоса. Познав себя, т.е. микрокосмос, познаешь мир, т.е. макрокосмос. Второй тезис, на первый взгляд, несколько неожиданный. Кажется, что речь идет о знании, когда Сократ говорит о том, что он знает, что ничего не знает. Но почему надо рассуждать о добродетели, а не об истине? В этом ключ к пониманию философии Сократа. Для него добро и знание едины.

Платон (437-347 гг. до н.э.) [2] открыл свою школу, которая получила название Академия Платона. Академия просуществовала 915 лет. Ее можно назвать первой институализированной научной структурой. Она имела собственное помещение и продуманную систему преподавательской и научной деятельности. Академия стала примером для последующих научных объединений.

Почти все сочинения Платона, написанные в форме диалогов, дошли до нас. Трудно назвать наиболее яркие диалоги Платона. В «Федоне» он обосновывает свою онтологию, гносеологию, идею о бессмертии души, размышляет о судьбе души после смерти. Здесь надо обратить внимание на образ, который Платон назвал «вторая навигация». В диалоге «Менон» философ вводит понятие «анамнез», который ему нужен для обоснования идеи о том, что познание есть воспоминание. В работе «Государство» он также развивает идею о познании, о судьбе души после смерти тела. Философия Платона – это новая форма миропонимания. Предшествующая философия пыта-

лась найти основу мира в природе. Не случайно и название философских трактатов – «О природе». Вода, огонь, апейрон и т.п. – всё это поиски первовещества и первоматерии. Платон же ставит вопрос следующим образом: являются ли причины физического порядка истинными. Или они только со-причины и служат более высоким причинам? Другими словами, есть ли у физического, механического нефизическое, немеханическое начало? Чтобы ответить на этот вопрос, Платон прибегает к образу «второй навигации». По терминологии древних мореплавателей, «вторая навигация» – это когда утихал ветер, и с помощью паруса судно не могло двигаться, то им управляли с помощью весел. «Первая навигация» – это попытка объяснить чувственный мир с помощью чувственного. Это ход философии по ветру на парусах натуралистической мысли. «Вторая навигация» – это поворот от чувств и чувственного к рациональному, к тому, что может быть схвачено лишь интеллектуально. Вывод: любая вещь физического мира имеет в качестве своей конечной причины не физическую, а метафизическую причину.

В «Меноне» Платон ставит вопрос: как можно искать и *узнавать* то, что еще не найдено и не известно? Ведь если нечто мы находим, то лишь потому, что оно уже известно, и если искомое было бы найдено, то каким образом оно было бы опознано, если не располагать эффективным средством сличения и опознания? Следовательно, исследование и познание невозможно.

Платон приходит к следующему выводу: познание – это «анамнез», т.е. некая форма воспоминания, реактивация того, что уже есть в глубине нашей души. В «Меноне» представлены два пути решения задачи: мифический и диалектический.

Мифическая трактовка исходит из того, что душа бессмертна и рождается много раз. До своего вселения в телесную оболочку душа пребывала на небе и там созерцала истинно сущее. Затем душа соединяется с телом и забывает то, что знала до своего падения на Землю. Но в глубине души хранятся знания о том, что она когда-то созерцала. Восприятия материальных предметов напоминают душе забытые ею знания, т.е. идеи. Душа, таким образом, извлекает из себя забытую истину. Это извлечение истины из себя и есть «воспоминание» или «анамнез».

Второе обоснование – диалектическое. Здесь Платон развертывает доказательство в обратном порядке. Он берет вывод и подвергает его экспериментальной проверке. Платон задает вопросы рабу, который не знает геометрии, и приводит его методом Сократа к решению одной из теорем Пифагора. Следовательно, заключает Платон, раб вспоминает то, что было в его душе.

В «Федоне» Платон снова обращается к этой проблеме. Он рассуждает так. При помощи чувств мы воспринимаем вещи как круглые, квадратные и т.п. Но мы легко можем обнаружить, что на самом деле мы видим не абсолютный круг, квадрат и т.п. Между нашими опытными данными и понятиями существует *зазор*. Понятие содержит нечто большее по сравнению с опытными данными. Откуда же берется

плюсовая величина? Если ее нельзя обнаружить чувствами, то, значит, ее источник внутри нас. А наш ум лишь вспоминает. То же Платон говорит и об эстетических и этических понятиях. Он сформулировал пять основных категорий: сущее, движение, покой, тождество, различие,

Таким образом, сущность теории познания у Платона – теория воспоминания. Чувственное познание не может дать нам адекватного знания, лишь рациональное знание является аналогом реальности. (Для познания истины «надо закрыть глаза и заткнуть уши».) Кроме того, Платон поставил и пытался решить вопрос о познавательных возможностях человека.

Аристотель (384-322 гг. до н. э.) [3] был многогранным ученым и философом. Чтобы убедиться в этом, достаточно взглянуть на перечень только некоторых его работ: «Органон» (трактат по логике), «Физика», «О небе», «О возникновении и уничтожении»; несколько работ по психологии – «О душе», «Малые труды по естествознанию»; 14 книг под названием «Метафизика»; этические произведения – «Никомахова этика», «Большая этика», "Эвдемова этика"; среди трудов по биологии – «История животных», «О частях животных», «О передвижении животных», «О происхождении животных»; «Риторика» и «Поэтика» и многие другие работы.

Аристотель разработал систему логики – понятия, суждения, силлогизмы, индукцию, интуицию, принцип непротиворечия, закон исключенного третьего. Он обосновал идеал научности, который стал образцом для обоснования знания вплоть до XVII века. В работе «Вторая аналитика» он дает характеристику двум типам знания. Один тип знания он называет **знание о сущности**. Это знание всеобщее, необходимое и доказанное. Это знание он называет «эпистемами», что означает, собственно, **знание, наука**. И есть **частное знание**. Его Аристотель называет **мнение**. Это знание случайное, о нем нет науки, здесь неприменимо научное доказательство. Наука имеет дело с общим, а общее нельзя воспринимать чувствами. И если мы сегодня говорим, что понятия – это результат обобщения, это совокупность существенных свойств предметов, явлений, процессов, то истоки этого подхода мы находим в системе категорий Аристотеля.

Эллинистский этап: развитие математики и механики. III в. до н.э. Это этап, когда Александр Македонский подчинил города-государства Древней Греции и начинается возвышение Древнего Рима. В Македонии серьезно относились к древнегреческой науке, поскольку было необходимо совершенствовать технику и технологию ремесленного производства, технических средств ведения войны и т.п. Здесь впервые наука начала организовываться и финансироваться государством. В Александрии в III в. до н.э. был создан Мусейон (с греч. – храм муз). Это был музей и научное учреждение.

Евклид. В своих «Началах» он привел в систему все математические достижения того времени. Создал метод аксиом, чем заложил основы геометрии (евклидовой!).

Архимед. Он решил ряд задач по вычислению площадей поверхностей и объемов, определил значение π . Дал математический вывод закона рычага. Ему приписывают крылатую фразу: «Дайте мне точку опоры и я сдвину землю». Он заложил основы гидростатики, создал прибор для определения видимого диаметра Солнца. По преданию, Архимед сжег римский флот близ Сиракуз с помощью зажигательных вогнутых зеркал.

Широчайшую известность получил закон Архимеда («На всякое тело, погруженное в жидкость, действует поддерживающая сила, равная весу вытесненной телом жидкости, направленная вверх и приложенная к центру тяжести вытесненного объема»).

В античности, как видим, наука и философия существовали в единстве. Однако уже на этой стадии намечаются предпосылки их дифференциации. Наука включает в себя математику, естествознание, историю, а философия – онтологию, этику, эстетику, логику.

Библиографический список

1. Рассел Б. История западной философии. М., 1959. С. 52.
2. Платон. Сочинения в трех томах. М., Мысль, 1968.
3. Аристотель. Политика: соч. в 4 т. Т. 4. М., 1984. с. 295-375.
4. Демокрит в его фрагментах и свидетельствах древности. М., 1935.
5. Микешина Л. А. Ценностные предпосылки в структуре научного познания. М., 1990.
6. Микешина Л. А. Философия познания. Политические главы. М.: Прогресс-Традиция. 2002.

Автор

Нелли Абрамовна МИНКИНА, д-р филос. наук, проф., заведующая кафедрой философии АО «НИЦ «Строительство», Москва

Nelli MINKINA, Doctor of Philosophy, Full Prof., Head of the Department of Philosophy, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: kaffcenter@mail.ru

тел: +7 (499) 170-70-94

Уважаемые авторы!

Журнал «Вестник НИЦ «Строительство» принимает для размещения только оригинальные научные статьи согласно тематике журнала, не опубликованные ранее в других печатных изданиях!

Для публикации статьи в журнале ВЕСТНИК необходимо представить на электронную почту редакции vestnikstroy@list.ru следующие материалы (подробно см. сайт журнала: <http://vestnik.cstroy.ru> раздел Авторам – Правила оформления статьи):

1. Название статьи - на русском и английском языках.
2. Индекс УДК.
3. Информация об авторе на русском и английском языках:
 - 3.1. Ф.И.О. автора (полностью).
 - 3.2. Ученая степень, ученое звание, должность, место и адрес работы/место учебы.
 - 3.3. E-mail автора, телефон для связи.
4. Аннотация / Abstract (на русском и английском языках): 150-200 слов.
5. Ключевые слова / Keywords (на русском и английском языках): 5-10 слов или словосочетаний.
6. Введение.
7. Основной раздел.
8. Заключение.
9. Библиографический список, оформленный должным образом (см. сайт журнала: <http://vestnik.cstroy.ru>).
10. Рецензия на статью. Рецензент должен обладать ученой степенью и, желательно, ученым званием по специальности, соответствующей теме статьи.
11. Рисунки и таблицы должны иметь названия и ссылки в тексте.
12. Рисунки предоставляются отдельными файлами в форматах: eps, ai, cdr, jpeg, tiff.
13. Статьи, содержащие формулы, должны, помимо word-файла, дублироваться pdf-файлом, чтобы избежать искажения формул.
14. Рекомендуемый объем статьи – 10-12 страниц текста шрифтом Arial размером 12 пунктов через полтора интервала (32 строки на странице).
15. Число авторов (соавторов) не должно превышать четырех. В обоснованных случаях это число может быть увеличено, но при этом соавторы дополнительно должны представить обоснование с характеристикой содержания/объема работы, выполненной каждым из них.

По вопросам оформления статей и приобретения ВЕСТНИКа обращаться в редакцию журнала по телефонам +7(495) 602-00-70 доб. 1014/1002 или по e-mail: vestnikstroy@list.ru

Возможно также оформить подписку по каталогу Роспечать: подписной индекс 36569; 82868, тел. +7 (495) 921-25-50

УЧЕБНЫЙ ЦЕНТР

Приглашает вас:

- Повысить квалификацию специалистов и экспертов
- Пройти обучение в аспирантуре
- Подготовить диссертацию
- Защитить диссертацию на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук



ниц строительство
научно-исследовательский центр



ЦНИИСК
ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО



НИИЖБ
ИМ. А.А. ГВОЗДЕВА



НИИОСП
ИМ. Н.М. ТЕРКЕВАНОВА



ОБУЧЕНИЕ В АСПИРАНТУРЕ
АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»
ПРОВОДИТСЯ ПО СЛЕДУЮЩИМ
ФОРМАМ ОБУЧЕНИЯ:



**ПРИЕМ
ДОКУМЕНТОВ
В АСПИРАНТУРУ
С 15 МАЯ
ПО 30 СЕНТЯБРЯ
2018 ГОДА**

* без освоения программ подготовки научно- педагогических кадров в аспирантуре

1

АО «НИЦ «Строительство» проводит подготовку специалистов на курсах повышения квалификации по очной и заочной формам:

- разработка индивидуальных программ обучения и учебно-тематических планов
- по уникальным программам АО «НИЦ «Строительство»
- в области инженерных изысканий
- в области проектирования
- в области строительства



2

Преподавательский состав
Учебного центра

- Лекции читают академики, действующие члены и члены-корреспонденты РААСН, лауреаты Премий Правительства РФ, заслуженные деятели науки и техники РФ, доктора и кандидаты технических наук
- Учебный класс рассчитан на обучение до 75 человек одновременно. Оснащен системой кондиционирования и видеонаблюдения



3

Набор в аспирантуру и докторантуру АО «НИЦ «Строительство» проводится по направлению 08.06.01 «Техника и технологии строительства» по направленностям:

- 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 05.23.05 «Строительные материалы и изделия»

4

В АО «НИЦ «Строительство» работает совет по защите диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук. Защита диссертаций проводится по следующим научным специальностям:

- 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 05.23.05 «Строительные материалы и изделия»



г. Москва,
2-я Институтская ул., д. 6



+7(499) 174-73-84
+7(499) 174-73-80



motorina@cstroy.ru
smirnova@cstroy.ru
cool.opk2012@yandex.ru



www.cstroy.ru



ПЕНОСТЕКЛОКЕРАМИКА ЦНИИСК



Специалистами ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство» разработана и запатентована комплексная технологическая линия промышленного производства энергоэффективного пеностеклокерамического гранулированного пористого материала из широко распространенных кремнистых пород, а также разработана технология и получен патент на изобретение: Способ получения теплоизоляционных блоков.



ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПЕНОСТЕКЛОКЕРАМИКИ ПРИНОСИТ МАКСИМАЛЬНУЮ ПОЛЬЗУ И ВЫГОДУ

- ✓ значительное снижения себестоимости строительства
- ✓ сокращение сроков возведения энергоэффективного жилья без ущерба качества
- ✓ быстрый оборот денежных средств инвестора

АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

WWW.CSTROY.RU

Контакты:

Тел.: +7 (495) 602-0070
Факс: +7 (499) 171-2250
E-mail: inf@cstroy.ru

Фактический адрес:

109428, г. Москва,
2-я Институтская ул., д.б

Юридический адрес:

141367, Московская обл.,
Сергиево-Посадский р-н,
пос. Загорские дали, д. 6-11

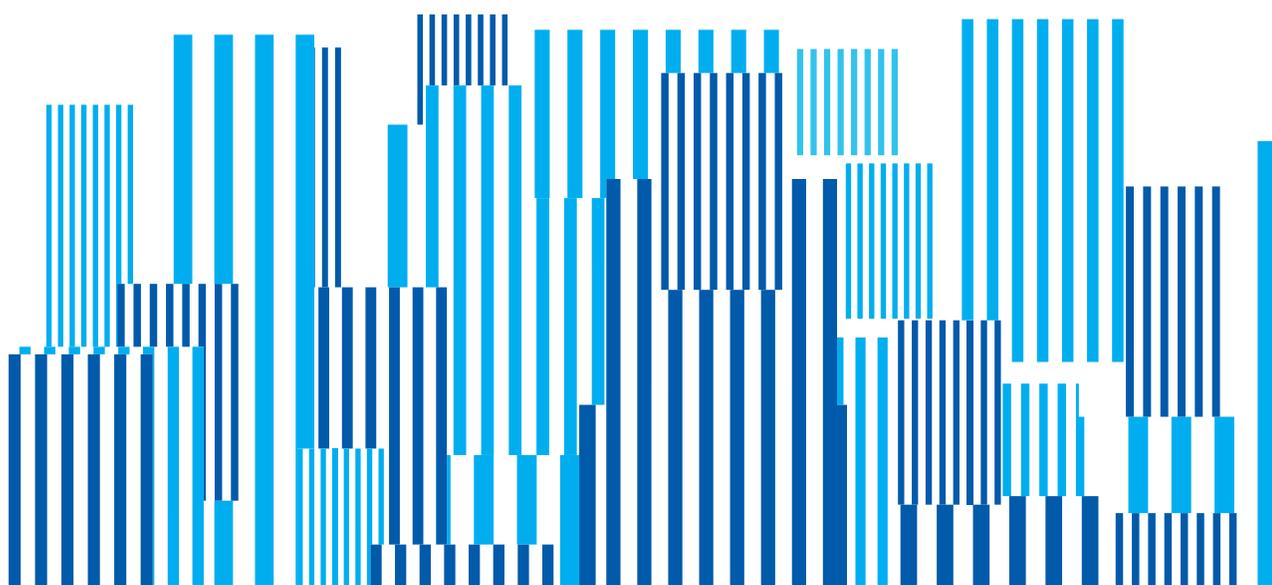
НИЦ «Строительство» — соорганизатор
Международного форума высотного
и уникального строительства 100+ Forum Russia

Международный форум и выставка
высотного и уникального строительства

100+ FORUM
RUSSIA

6-7 декабря 2018 | Екатеринбург

www.forum-100.ru



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



ЦНИИСК
ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО



НИИЖБ
ИМ. А.А. ГВОЗДЕВА



НИИОСП
ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА

Научное издание
Вестник НИЦ «Строительство»
Вып. 3(18) 2018

Редактор выпуска Савельева М.А.
Компьютерная верстка Магомедова М.Р.
Фото обложки Демков Д.П.

Подписано в печать 18.07.2018. Формат 70×100/16
Бумага мелованная. Офсетная печать.
Тираж 500 экз. Заказ №3124.

Отпечатано в типографии
ООО «Красногорский полиграфический комбинат»
Юридический адрес: 107140, г. Москва, 1-й Красносельский пер., д. 3, офис 17
Фактический адрес: 115093 г. Москва, Партийный переулок д. 1 корп.58, стр.3 пом.7