

ISSN 2409-739X

Министерство образования и науки Российской Федерации
САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ
ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ ПЕТРА ВЕЛИКОГО

**ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ
И СООРУЖЕНИЙ:
ПРОБЛЕМЫ И ПУТИ
ИХ РЕШЕНИЯ**

**Материалы
IX научно-практической конференции**

11-12 октября 2018 года

**Санкт-Петербург
Издательство Политехнического университета
2018**

ISSN 2409-739X

Министерство образования и науки Российской Федерации
САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ
ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ ПЕТРА ВЕЛИКОГО

**ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ
И СООРУЖЕНИЙ:
ПРОБЛЕМЫ И ПУТИ
ИХ РЕШЕНИЯ**

**Материалы
IX научно-практической конференции**

11-12 октября 2018 года

Санкт-Петербург
Издательство Политехнического университета
2018

УДК 620.1
О-25

Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения:
Материалы IX научно-практической конференции. 11-12 октября 2018 года /
под ред. А.В. Улыбина. – СПб. Изд-во Политехн. ун-та, 2018. – 284 с.

Составители:

А. В. Улыбин

Н. С. Орлова

У. В. Попова

© Санкт-Петербургский политехнический
университет Петра Великого, 2018

СОДЕРЖАНИЕ

Алирзаев И. Ш., Сова Н. С., Сухотерин А. В., Рахимов А. Ш. Динамические испытания грунтов при техническом обследовании зданий и сооружений.....	5
Бардин А. В., Улыбин А. В. Влияние дефектов и повреждений на динамические параметры зданий.....	13
Веселов В. В. Огнестойкость и долговечность железобетонных конструкций.....	22
Гизатуллина Г. А., Черепова С. С., Черепов В. Д. Специфика строительно-технической экспертизы промышленных зданий.....	31
Григорьев Ю. С., Фатеев В. В. Причины деформации и разрушения строительных конструкций 7-этажного жилого дома, построенного на засыпанном откосе оврага.....	40
Жунев К. О. Обследование трещиноопасных узлов в болтосварных пролетных строениях.....	62
Землянский А. А., Царева А. П., Шарипов Р. Р. Новое поколение фундаментов с управляемой несущей способностью.....	71
Землянский А. А., Тарасова Е. А., Глебова Ю. А. Оценка эффективности различных систем управления состоянием экологически опасных объектов.....	78
Иванов С. И., Болгов А. Н. Опыт обследования многоэтажных крупнопанельных зданий.....	84
Казанцев А. И., Кузин А. А., Вальков В. А. Наблюдение за деформациями мостовых переходов спутниковыми методами.....	97
Кондратьева Н. В. Аварийное состояние железобетонных конструкций зданий, не введенных в эксплуатацию.....	107
Корольков Д. И. Расчет остаточного ресурса вероятностный методом инженерных систем зданий и сооружений при техническом обследовании.....	114
Курлапов Д. В. Расчет остаточной несущей способности железобетонных конструкций, поврежденных пожаром.....	121
Лапшинов А. Е., Калашников А. Ю. Обследование технического состояния фундаментной плиты, армированной стеклокомпозитной арматурой, с помощью георадара.....	133

Малахов А. В., Косинов В. В., Марфин К. В. Обследование эксплуатируемых, переоборудованных и неэксплуатируемых промышленных зданий...	140
Нугужинов Ж. С., Курохтин А. Ю., Курохтина И. А., Хабидолда О. Усиление и испытание плиты перекрытия безригельного каркаса.....	148
Орлова Н. С., Улыбин А. В., Федотов С. Д. Влияние температурных воздействий на кирпичную облицовку стен	160
Орлова Н. С., Улыбин А. В., Федотов С. Д. Определение температурных воздействий на кирпичную облицовку фасадов зданий	185
Оханцев А. В., Руденко А. Е., Демьянов А. А., Попов И. В. Оценка влияния включений из лицевого кирпича на температурно-влажностный режим кладки из теплоэффективных керамических камней.....	202
Половников М. Э., Рощупкин А. А. Прочность бетона методом отрыва со скалыванием в зависимости от применяемых добавок.....	209
Попова У. В., Федотов С. Д., Зимин С. С., Улыбин А. В. Исследование несущей способности кабеленесущих систем.....	220
Руденко А. Е., Демьянов А. А., Бьядовский Д. А., Попов И. В. Обследование опорной зоны деревянных балок на предмет сильного смятия и среза волокон.....	237
Савин С. Н. Особенности использования измерительных комплексов различных типов для получения динамических параметров зданий и сооружений.....	244
Соловьев Р. А. Причины трещин в местах сопряжения разнонагруженных кирпичных стен и способы их устранения.....	253
Фарфель М. И., Гукова М. И., Коняшин Д. Ю., Кашин О. В. Влияние температурно-влажностного режима на техническое состояние болтовых соединений.....	259
Черепов В. Д., Трошков Е. О., Богданова Т. Ф. Соблюдение требований норм проектирования в малоэтажном многоквартирном строительстве.....	277

ДИНАМИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ ГРУНТОВ ПРИ ТЕХНИЧЕСКОМ ОБСЛЕДОВАНИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Алирзаев Имран Шири оглы¹, к.ф.-м.н., ведущий научный сотрудник

e-mail: imranalirzaev@yandex.ru

Сова Николай Семенович², старший научный сотрудник

e-mail:sova1950@yandex.ru

Сухотерин Андрей Владимирович³, инженер

e-mail: asuhoterin@list.ru

Рахимов Алишер Шавкатович⁴, инженер

e-mail: al.rahimov@mail.ru

¹⁻⁴ Воронежский государственный технический университет, г. Воронеж

АННОТАЦИЯ

Представлены результаты экспериментального определения динамических характеристик грунтов основания вынужденными колебаниями действующих машин при разных статических давлениях по подошве плитных фундаментов. Изменение статического давления осуществляется посредством нагружения рамной части фундамента испытательной нагрузкой.

Ключевые слова: фундаменты машин; динамические воздействия; вибрация конструкций; динамические свойства грунтов; натурные динамические испытания.

DYNAMIC TESTING OF SOILS IN THE TECHNICAL INSPECTION OF BUILDINGS AND STRUCTURES

Alirzaev Imran Shiri oglu¹, Cand. of Ph.-Math. Sc., Leading Researcher

e-mail: imranalirzaev@yandex.ru

Sova Nikolay Semyonovich², Senior Researcher

e-mail:sova1950@yandex.ru

Sukhoterin Andrey Vladimirovich³, Engineer

e-mail: asuhoterin@list.ru

Rakhimov Alisher Shavkatovich⁴, Engineer

e-mail: al.rahimov@mail.ru

¹⁻⁴ Voronezh State Technical University, Voronezh

ABSTRACT

The results of experimental determination of dynamic characteristics of the soil bases by forced oscillations of operating machines at different static pressures on the base of slab foundations are presented. The change in static pressure is carried out by loading the frame part of the foundation with a test load.

Keywords: foundations of machines; dynamic effects; structural vibration; dynamic properties of soils; full-scale dynamic tests.

Введение

Упругие и демпфирующие характеристики грунтов основания являются важными динамическими параметрами при изучении распространения колебаний от фундаментов машин с динамическими нагрузками [1]. Неточное определение динамических характеристик часто приводит к повышенной вибрации фундаментов под машины и прилегающих строительных конструкций.

Основным нормативным документом, регламентирующим определение динамических свойств грунтов, является [2]. Данный стандарт появился относительно недавно и устанавливает три метода лабораторных испытаний грунтов для определения их динамических свойств: динамическое трехосное сжатие, малоамплитудные динамические испытания методом резонансной колонки и крутильный сдвиг. Все три метода требуют специализированного дорогостоящего оборудования и определенных навыков работы на нем. В настоящей работе приведены результаты определения динамических характеристик грунтов по данным вынужденных колебаний фундаментов действующих машин на промышленных площадках [3].

Объект исследования

Объект исследования – одноэтажное промышленное здание с металлическим каркасом. Каркас здания выполнен по рамно-связевой схеме и является основной несущей конструкцией, воспринимающей и передающей на фундаменты все вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Элементами каркаса являются: стальные сквозные двухветвевые колонны, стропильные фермы, вертикальные и горизонтальные связи и распорки. Сопряжение ферм со стальными колоннами выполнено в шарнирном варианте. Стеновые ограждения и кровельное покрытие выполнены из профилированного настила, который крепится к прогонам.

Стальные колонны каркаса опираются на отдельно стоящие столбчатые фундаменты. Несущими слоями основания являются: песок средней крупности, средней плотности, мощностью 2,3 м и песок средней крупности, плотный, мощностью 7 м. В здании функционируют две технологические линии по сушке и классификации песка (рис. 1–2). Все оборудование установлено на монолитных железобетонных плитных фундаментах, не связанных с каркасом. Каждый аппарат состоит из виброкороба и опорной рамы. На корпусе виброкороба установлены два вибратора. Минимальная частота колебаний виброкороба – 12 Гц, а максимальная – 17 Гц.

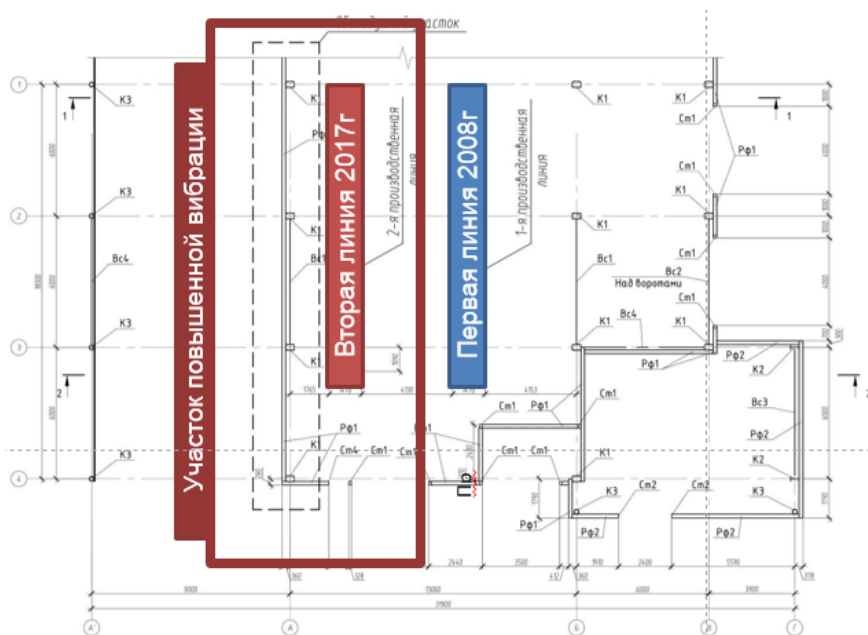


Рисунок 1 – Схема расположения технологических линий



Рисунок 2 – Общий вид стены на участке повышенной вибрации технологического оборудования

Результаты обследования

По результатам инструментальных обследований были выявлены повышенные уровни вибрации ограждающих конструкций фрагмента стены, находящейся в непосредственной близости оборудования (рис. 2). По предварительным результатам визуальных и инструментальных обследований было установлено, что ограждающие конструкции стены находятся в ограниченно-работоспособном состоянии [4]. До полного завершения обследования здания были разработаны рекомендации по усилению стеновых прогонов и восстановлению горизонтальных связей, путем устройства дополнительных прогонов и включения их в совместную работу с существующими прогонами, раскосами (рис. 3–4).

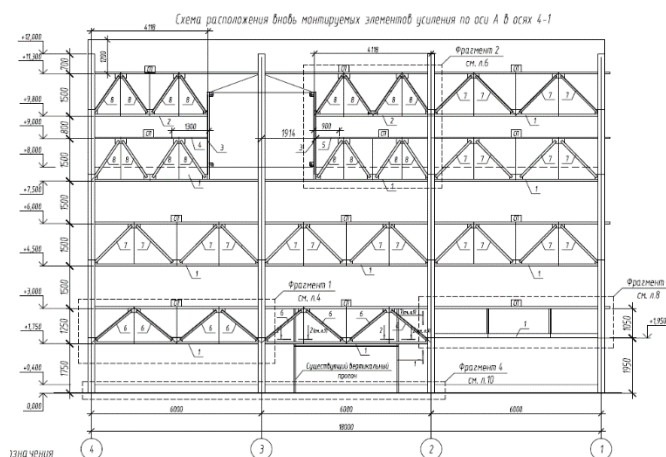
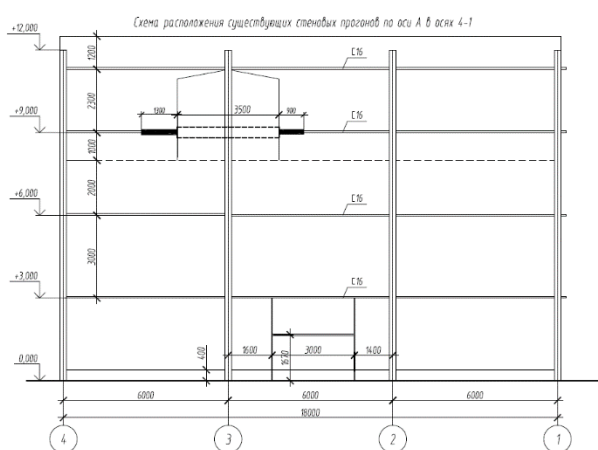


Рисунок 3 – Схема стены до усиления

Рисунок 4 – Схема стены после усиления

Определение причин повышенной вибрации

Все работы по установлению причин вибрации были разбиты на следующие основные этапы:

- I этап – модальный анализ здания;
- II этап – модальный анализ отдельных конструктивных элементов;
- III этап – определение собственных частот системы «фундамент-оборудование»;
- Проверка условия резонанса.

Модальный анализ здания был выполнен в двух вариантах: с учетом выявленных отклонений и с учетом усиления (рис. 5–6). При модальном анализе всего здания для обоих вариантов наблюдается схожее распределение частот и модальных масс. Собственные частоты основных форм колебаний для обоих вариантов меняются в пределах от $\nu = 1,13$ Гц (первая форма) до $\nu = 2,82$ Гц

(девятая форма). Основная частота, с точки зрения высокого процента модальной массы, проявляется в третьей форме с модальной массой 28,12%.

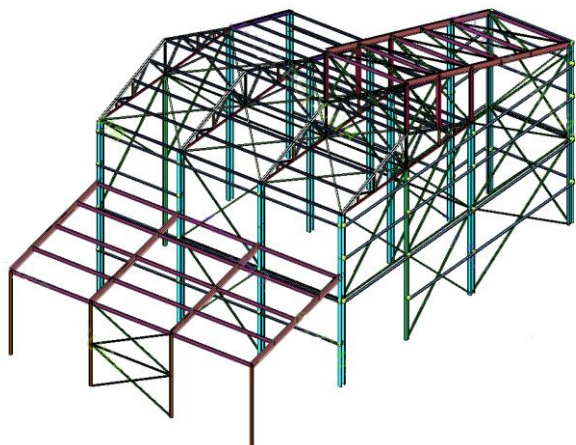
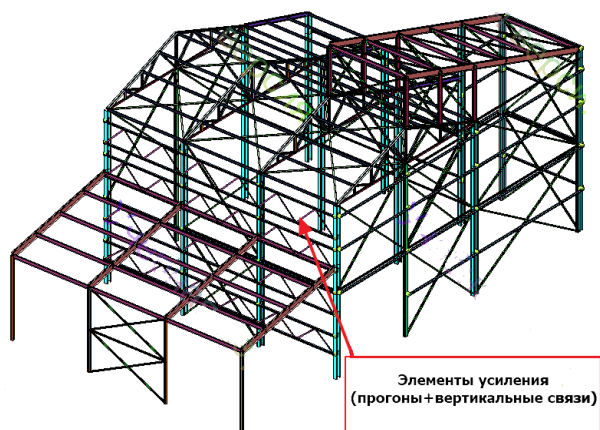


Рисунок 5 – Расчетная схема с учетом существующих дефектов



Элементы усиления
(прогоны+вертикальные связи)

Рисунок 6 – Расчетная схема с учетом элементов усиления

Модальный анализ стены также был выполнен в двух вариантах: с учетом выявленных отклонений и с учетом усиления стеновых прогонов (рис. 7–8).

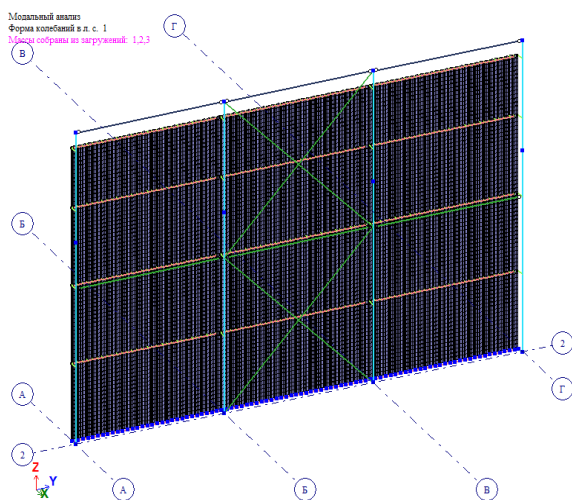


Рисунок 7 – Расчетная схема стены с учетом существующих дефектов

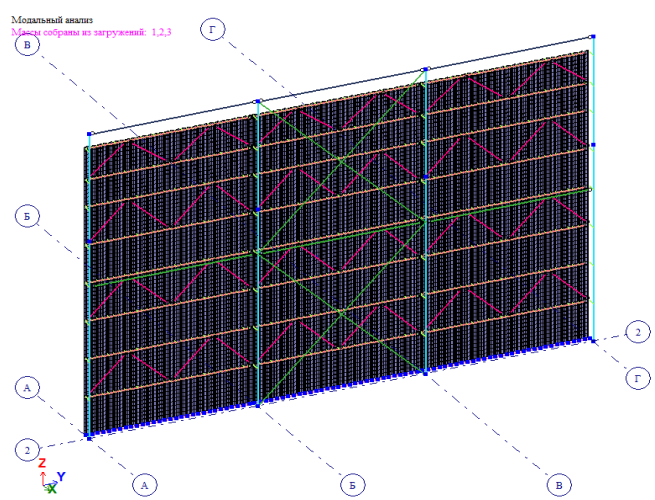


Рисунок 8 – Расчетная схема стены с учетом элементов усиления

Собственные частоты основных форм колебаний и соответствующие им модальные массы для рассмотренных вариантов качественно и количественно меняются. Если до усиления первая форма колебаний происходила в поперечном направлении стены, то после усиления – в продольном направлении. Частота первой формы до усиления составляла $\nu = 8,82$ Гц (с модальной массой 7,2%), а после усиления – $\nu = 10,14$ Гц (с модальной массой 26,37%).

С целью проверки условия резонанса необходимо определить собственные частоты системы «основание-фундамент» и сравнить их с частотой преоблада-

ющей гармонике строительных конструкций. Согласно [1], при расчете колебаний фундаментов машин расчетная схема фундамента приводится к системе с одной степенью свободы (для вертикальных и горизонтальных колебаний). Собственная частота системы «фундамент-оборудование» при этом определяется как для одномассовой системы по формуле:

$$\omega = \sqrt{\frac{K_z}{m}}, \quad (1)$$

где K_z – коэффициент жесткости основания при упругом равномерном сжатии;

m – масса системы «фундамент-машина».

Коэффициент жесткости для естественных оснований определяется как для модели Винклера:

$$K_z = C_z \cdot A, \quad (2)$$

где C_z – коэффициент упругого равномерного сжатия; A – площадь подошвы фундамента.

Для дальнейших расчетов коэффициент упругого равномерного сжатия определялся натурными испытаниями.

Проведение испытаний

Динамические характеристики грунтов определялись по данным вынужденных колебаний фундаментов действующих машин. Все испытания проводились при различных собственных массах фундамента с варьированием инерционных свойств [5].



Рисунок 9 – Изменение собственной массы рамной части фундамента

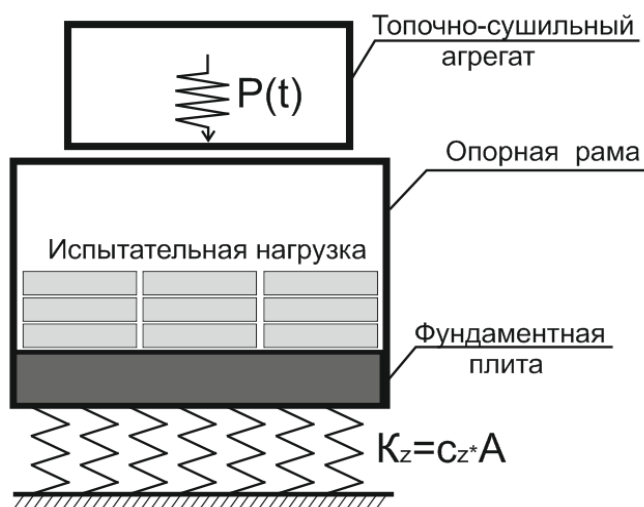


Рисунок 10 – Расчетная модель системы «основание-фундамент-машина»

Увеличение массы фундамента достигалось нагружением рамной части фундамента мешками из песка (рис. 9–10). В ходе испытания было предусмотрено пять ступеней нагружения. Все этапы испытания проводились в одинаковых условиях и при отсутствии снеговых нагрузок на покрытие здания. По результатам исследований были получены значения собственных частот системы «основание-фундамент-машина» и амплитуды колебаний строительных конструкций. Определение упругих характеристик по результатам опыта проводилось как для системы с одной степенью свободы в рамках модели грунтового основания Винклера, принимая коэффициенты жесткости и демпфирования независимыми от частоты колебаний.

Значения коэффициентов упругого равномерного сжатия и относительного демпфирования для установившихся колебаний определялись по результатам испытаний из следующих выражений [3]:

$$C_z = \frac{Q_{оп} \cdot \lambda_{zp}^2}{F_{оп} \cdot g}, \quad \xi_z^{оп} = \frac{Q_{о\epsilon}}{2 \cdot Q_{оп} \cdot A_{zp}^{оп}}, \quad (3)$$

где $Q_{оп}$ – вес фундамента; $Q_{о\epsilon}$ – момент эксцентриков вибратора; $F_{оп}$ – площадь подошвы фундамента; λ_{zp} – частота вертикальных резонансных колебаний фундамента; $A_{zp}^{оп}$ – амплитуда вертикальных резонансных колебаний фундамента.

Некоторые результаты значений упругих характеристик представлены в табл. 1.

Таблица 1 – Результаты испытаний в режиме собственных колебаний при работе топочно-сушильного агрегата первой линии

Этапы	Испытательная нагрузка Δm , т	Коэффициент упругого равномерного сжатия C_z , кН/м ³	Модуль деформации грунта E , МПа
I	0	$32,90 \cdot 10^3$	18,29
II	1,5	$34,63 \cdot 10^3$	19,24
III	3,0	$38,29 \cdot 10^3$	21,27

По полученным результатам установлено, что коэффициент упругого равномерного сжатия является переменной величиной, зависящей как от уровня напряжений в основаниях, так и от параметров внешних динамических воздействий. На основе значений коэффициентов упругого равномерного сжатия был определен диапазон собственных частот системы «фундамент-машина». Ми-

нимальное значение частоты (для холостого режима) составляет 6,8 Гц, а максимальное (для основного рабочего режима) – 7,3 Гц. Установлено, что частота колебаний для основного технологического режима (испытательная нагрузка 1,5 т) близка к нижней границе частотной зоны строительных конструкций стены. Согласно требованиям действующих норм, для уменьшения колебаний зданий следует стремиться к тому, чтобы основные частоты собственных колебаний зданий и их несущих конструкций отличались от частоты колебаний, распространяющихся в грунте, не менее чем на 20 %. С целью соблюдения данного требования были разработаны рекомендации по изменению жесткости стеновых прогонов всего здания.

Заключение

- Динамические свойства грунтов, в частности коэффициент упругого равномерного сжатия, являются переменной величиной, зависящей как от уровня напряжений в основаниях, так и от параметров внешних динамических воздействий.

- Предложенный метод позволяет сравнительно быстро и просто получить четкую взаимосвязь между вибрационными воздействиями на здание и динамическими характеристиками грунтов основания.

- Динамические параметры, приведенные в нормативном документе [4], не полностью отражают динамическое состояние легких зданий и сооружений. При анализе изменений напряженно-деформированного состояния таких объектов необходимо исследовать формы колебаний с высшими частотами, как самого сооружения, так и отдельных конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 26.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 2.02.05-87*. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. М., 2011.
2. ГОСТ Р 56353-2015. Грунты. Методы лабораторного определения динамических свойств дисперсных грунтов. М., 2015.
3. Руководство по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками / НИИОСП им. Н. М. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1982. –207 с.
4. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. М., 2014.
5. ГОСТ Р ИСО 10137-2016. Основы расчета строительных конструкций. Эксплуатационная надежность зданий в условиях воздействия вибрации. М., 2017.

ВЛИЯНИЕ ДЕФЕКТОВ И ПОВРЕЖДЕНИЙ НА ДИНАМИЧЕСКИЕ ПАРАМЕТРЫ ЗДАНИЙ

Бардин Алексей Владимирович¹, инженер

e-mail: kmkbav@gmail.com

Улыбин Алексей Владимирович², к.т.н., генеральный директор

e-mail: ulybin@mail.ru

¹⁻² ООО «ОЗИС-Венчур» (www.ozis-venture.ru),

г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

В статье описывается опыт измерения собственных динамических параметров поврежденных и неповрежденных зданий в соответствии с методикой ГОСТ 54859-2011. Описаны сложности и проблемы применения методики измерения и последующего анализа полученных результатов измерений.

Ключевые слова: собственные динамические параметры; период собственных колебаний; дефекты и повреждения; база динамических параметров зданий.

THE INFLUENCE OF DAMAGES ON THE DYNAMIC PARAMETERS OF BUILDINGS

Bardin Aleksey Vladimirovich¹, Engineer

e-mail: kmkbav@gmail.com

Ulybin Aleksey Vladimirovich², PhD (Eng), CEO

e-mail: ulybin@mail.ru

¹⁻² LLC «OZIS-Venture» (www.ozis-venture.ru), Saint-Petersburg

ABSTRACT

The article deals with experience in measurement of the dynamic parameters of damaged and not damaged buildings according to GOST 54859-2011. It is spoken in detail about difficulty and problems of practice using and analyzing of results.

Keywords: the dynamic parameters of buildings; oscillation period; damages; base of dynamic parameters of buildings.

Введение

На сегодняшний день жизненный цикл большинства зданий, построенных по типовым проектам в 1960-1970 г. приближается к 40-60 г. За период их службы так или иначе возникают дефекты и повреждения, обусловленные как неправильной эксплуатацией (несвоевременность ремонта, осадки фундамента, иные факторы), так и в результате деятельности собственников помещений (перепланировки с ослаблением несущих конструкций и пр.).

Вышеописанные факторы могут привести к ослаблению несущих конструкций и снижению общей пространственной жесткости. Для анализа напряженно-деформированного состояния и проведения мониторинга технического состояния в соответствии с ГОСТ 31937-2011 [1] и ГОСТ 54859-2011 [2] предусмотрен метод динамической диагностики. Метод основан на интегральной оценке технического состояния посредством фиксации и регистрации изменений собственных динамических параметров зданий [3-4].

Согласно ГОСТ [1] «Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния» по результатам обследования здания или сооружения организация, выполнившая обследование, должна составлять или вносить данные в паспорт объекта обследования. В паспорте наряду с общей информацией о здании указываются значения собственных динамических параметров (периодов и логарифмических декрементов по трем ортогональным осям: X, Y, Z).

На практике в большинстве случаев значения данных параметров в паспортах зданий и сооружений не вносятся или заполняются весьма формально. Связанно это как с отсутствием приборной базы, так и с невозможностью углубиться в суть измеряемых параметров. Таким образом, процесс измерения собственных динамических параметров сводится к формальному заполнению паспорта здания [9], либо к сознательному опусканию данных параметров в нарушение требований ГОСТ [1, 10]. Это неизбежно приводит к невозможности применения методов динамической диагностики зданий посредством интегрального анализа.

Измерение динамических параметров и сравниваемые значения

Динамические параметры зданий (периоды и логарифмические декременты по осям X, Y, Z) измеряются в соответствии с ГОСТ [2] разработки ГУП «МНИИТЭП», в котором описаны правила измерения и указания к расположению измеряющей аппаратуры.

ГОСТ [1] регламентирует предельное значение отклонения собственных динамических параметров зданий между периодическими измерениями, которое составляет 10%. В случае, если изменения динамических параметров между периодическими измерениями не превышает 10%, то изменение технического состояния здания признается незначительным. В таком случае повторное измерения следует провести в плановый период (через 2 года).

Сравнение измерений необходимо проводить с ранее выполненными на этом объекте измерениями или с теоретизированными значениями параметров. Под теоретизированными значениями параметров понимаются эмпирические зависимости [2, 5-6] и результаты компьютерного моделирования. Однако теоретические значения нередко имеют малую сходимость с результатами реальных измерений, а компьютерные модели требуют верификации, что существенно осложняет их применение.

Как уже было сказано выше, на практике, собственные динамические параметры зданий редко измеряются и заносятся в паспорт объекта в ходе проведения обследования. Применение теоретизированных значений параметров чревато ошибочностью анализа, так как любое здание представляет собой уникальную динамическую систему. Выходом из сложившейся ситуации может стать «База динамических параметров» собранная для типовых зданий, построенных по различным унифицированным сериям. В случае, если информация о ранее выполненных измерениях отсутствует, то сравнение измеренных параметров можно было бы вести с данными из такой базы.

Результаты экспериментальных измерений

Для уточнения возможности создания такой базы, а также для анализа влияния дефектов и повреждений на собственные динамические параметры зданий были проведены 3 серии измерений, в которые включены поврежденные и неповрежденные здания:

1. Серия 1. Многоквартирные жилые здания серии 1ЛГ-602В-6 – крупнопанельные многосекционные здания высотой 9 этажей (выборка 6 зданий);

2. Серия 2. Многоквартирные жилые здания серии Щ-9378/23К – кирпичные односекционные здания высотой 13-15 этажей (выборка 12 зданий);

3. Серия 3. Однотипные многоквартирные жилые здания, построенные по индивидуальному проекту, высотой 16 этажей (выборка 3 здания).

Как уже было сказано, измерения производились для зданий имеющих признаки повреждений и без таковых. Спектр повреждений зданий весьма различен.

Так для исследованных многоквартирных зданий серии 1ЛГ-602В-6 (рис.1) характерно значительное ослабление несущих конструкций первого этажа в силу перепланировки помещений, сопровождающейся вырубкой новых проемов и демонтажем несущих панелей (рис. 2). В одном из исследованных зданий в 1999 году также был совершен теракт со взрывом в лестничной клетке [7].



Рисунок 1 – Общий вид здания серии 1ЛГ-602В-6



Рисунок 2 – Демонтаж несущей панели

Дома серии Щ9378/23К ранее являлись общежитиями и к 2010 году были переданы в жилой фонд. Для зданий данной серии, прошедших реконструкцию и приспособление под многоквартирные жилые здания характерна несистемная перепланировка на всех этажах, значительное количество проемов, прорубленных в несущих стенах, что привело к перераспределению жёсткостей и дополнительным неравномерным осадкам фундаментов. Последние явно проявились в виде характерных трещин в межоконных поясах, трещинах в перемычках, смятию кладки в опорных зонах оконных перемычек (рис. 3-4).

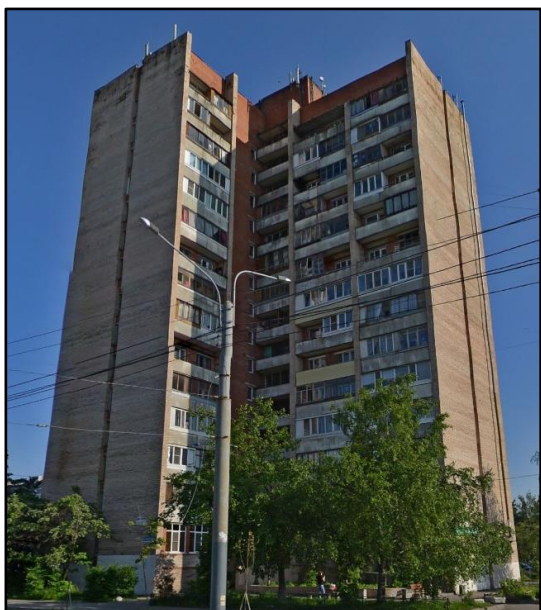


Рисунок 3 – Общий вид здания серии Щ9378/23К



Рисунок 4 – Наклонные трещины по межоконным поясам

В однотипных многоквартирных домах (рис. 5) дефекты и повреждения связаны как с неравномерностью осадок фундаментов, так и с депланацией сечений в неармированной кладке (рис. 6).



Рисунок 5 – Общий вид однотипных многоквартирных зданий



Рисунок 6 – Трещины по межоконным поясам

Для всех представленных зданий были выполнены измерения собственных динамических параметров (в данной работе измерялись и анализировались ис-

ключительно периоды колебаний, в силу неоднозначности получаемых значений логарифмических декрементов [8])

Результаты проведенных измерений собственных динамических параметров зданий приведены на рис. 7-12.

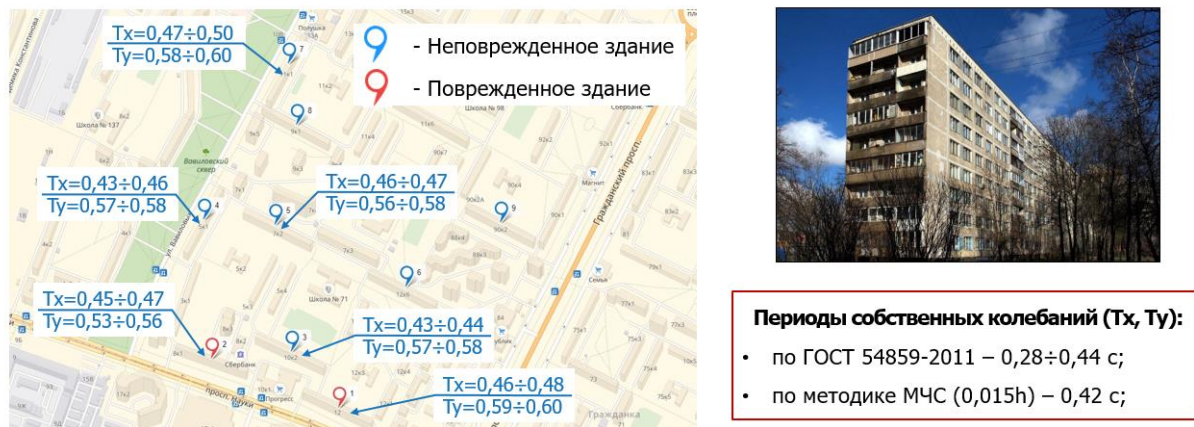


Рисунок 7 – Результаты измерений для Серии 1 (1ЛГ-602В-6)

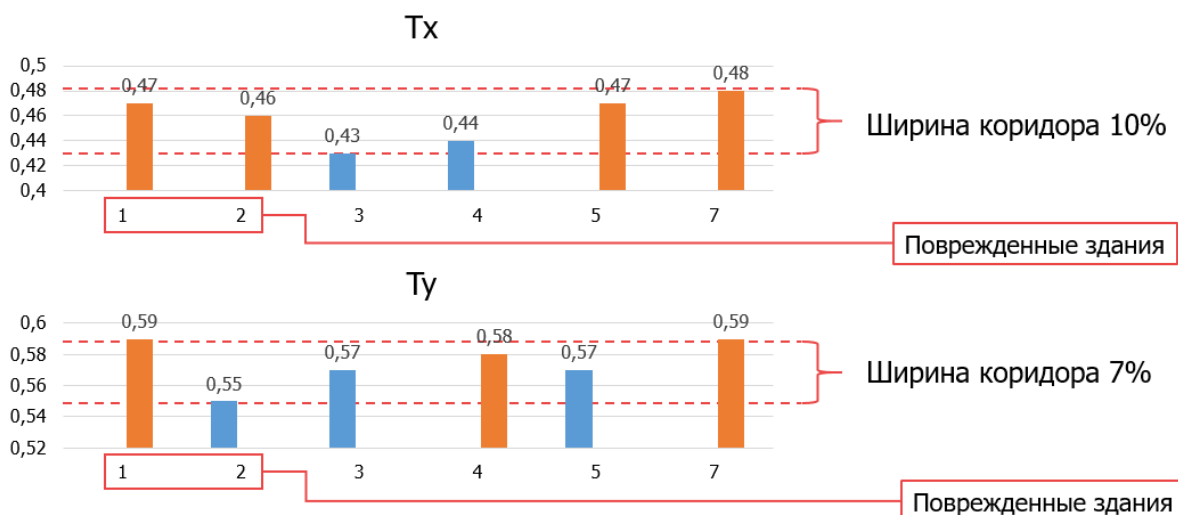


Рисунок 8 – Сопоставление результатов измерений для Серии 1 (1ЛГ-602В-6)



Рисунок 9 – Результаты измерений для Серии 2 (Щ9378/23К)

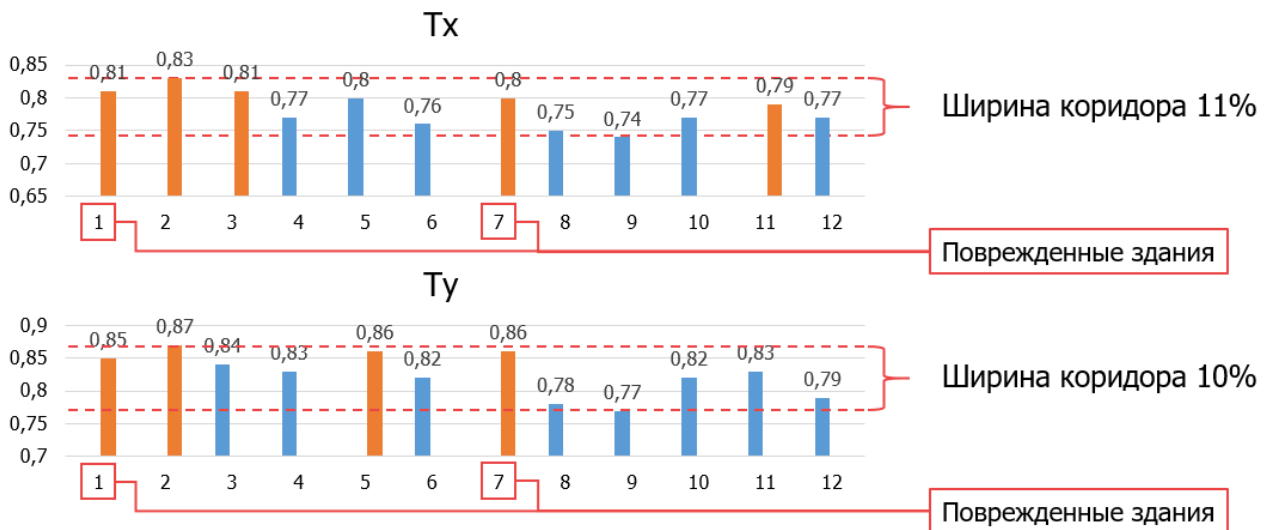


Рисунок 10 – Сопоставление результатов измерений для Серии 2 (Щ9378/23К)

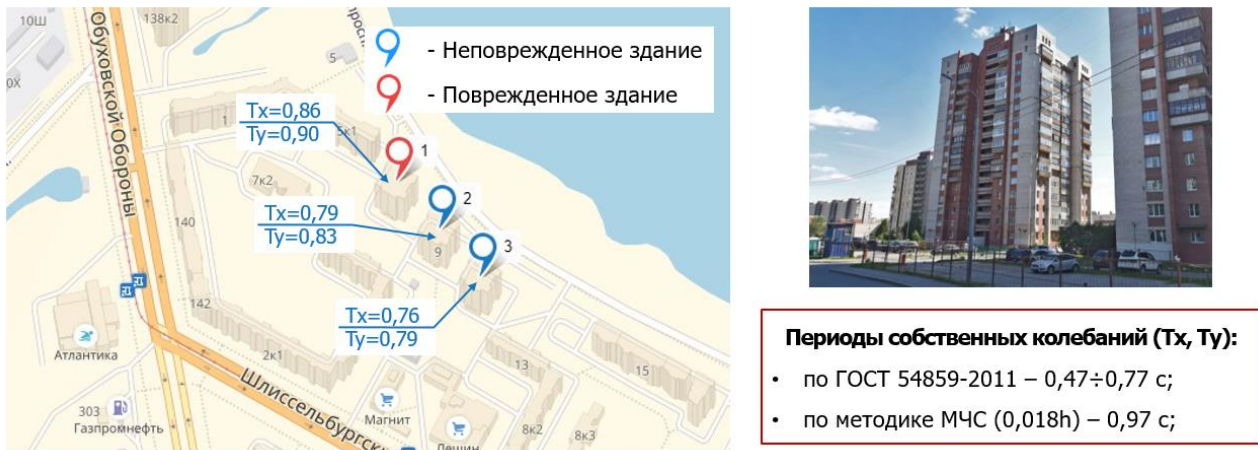


Рисунок 11 – Результаты измерений для Серии 3 (типичные многоквартирные дома, построенные по индивидуальному проекту)

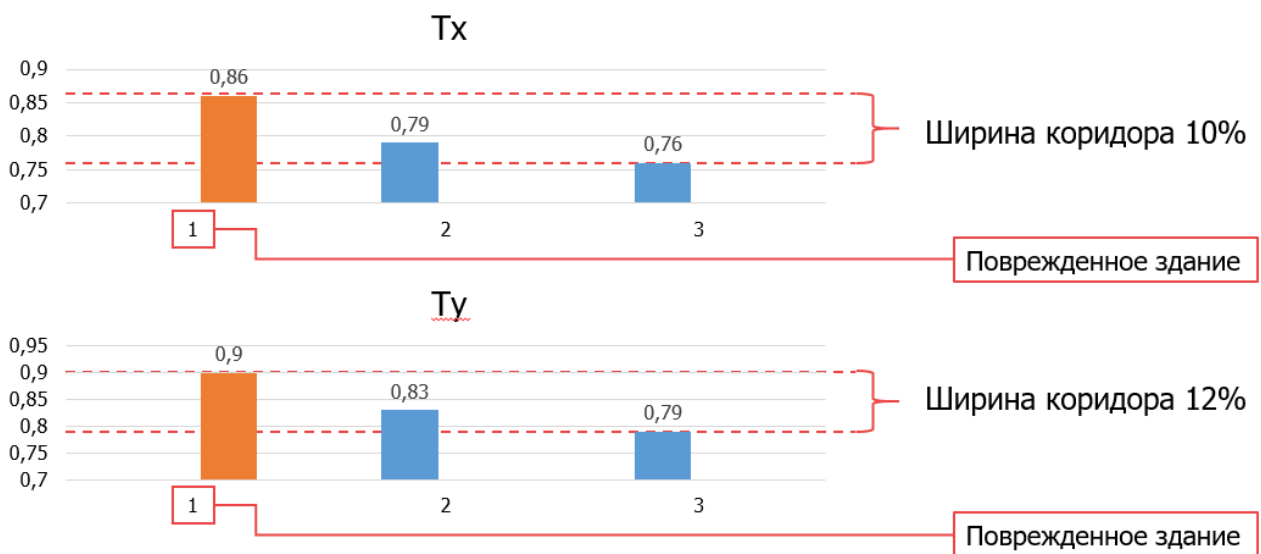


Рисунок 12 – Сопоставление результатов измерений для Серии 3 (типичные многоквартирные дома, построенные по индивидуальному проекту)

Как видно из приведенного сопоставления результатов измерений для типовых зданий, динамические параметры (периоды колебаний) отличаются между собой в рамках каждой серии в пределах 10-12%. При этом выявлено, что высокие значения периодов колебаний (свидетельствующие о снижении жесткости и наличии повреждений) свойственны не только «поврежденным» зданиям. Данный факт ставит под сомнение объективность порогового значения 10% регламентируемого ГОСТ [1].

Для Серии №3 результаты измерений сочетаются с выявленными повреждениями, однако, выборка зданий в данном случае слишком мала и более вероятен фактор случайного совпадения, а не наличия закономерности.

Выводы

По результатам выполненных исследований можно сделать следующие выводы:

1. По небольшой выборке проведенных исследований можно заключить, что идея формирования «Базы динамических параметров типовых зданий» на первый взгляд представляется сомнительной, так как на данном этапе не выявлено связи между наличием повреждений и ожидаемым увеличением периодов собственных колебаний. Требуется проведение дальнейших исследований.

2. Остается открытым вопрос о реальном влиянии повреждений несущих конструкций на динамические параметры здания в целом (численное значение и процент отклонения). Насколько справедлив установленный ГОСТ 31937-2011 интервал в 10% и сопоставим с чувствительностью метода непонятно.

3. Вероятно, методика динамических измерений, изложенная в ГОСТ 54859-2011 и закрепленная в ГОСТ 31937-2011, в целом слишком упрощена и требует более детальной реализации. Например, с установкой комплекса датчиков и регистрацией не только частот основного тона, но и частот обертонов, а также выявлением форм колебаний.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. М.: Стандартинформ. 2014.
2. ГОСТ 54859-2011 Здания и сооружения. Определение параметров основного тона собственных колебаний. М.: Стандартинформ. 2012.

3. Румянцев А.А., Сергеевцев Е.Ю. Натурные исследования динамических характеристик частично возведенного здания универсального бассейна в г. Анапе // Вестник МГСУ. 2012. №5. С. 93-97.
4. Коргин А.В., Шабалинский Г.Э., Сергеевцев Е.Ю., Зубков Д.А. Динамический мониторинг конструкций декоративного навеса и пешеходного моста в аэропорту Шереметьево-3 // Вестник МГСУ. 2011. №4. С. 222-228.
5. Методика оценки и сертификации инженерной безопасности зданий и сооружений. МЧС России. М.: 2003. 85 с.
6. Савин С.Н., Данилов И.Л. Сейсмобезопасность зданий и территорий / под общ. Ред. О.М. Латышева. СПб.: Санкт-Петербургский университет ГПС МЧС России. 2014. 216 с.
7. «Штатный взрыв в заштатном доме». Газета Коммерсантъ. 15.12.1999 г. ([url - https://www.kommersant.ru/doc/232791](https://www.kommersant.ru/doc/232791) дата обращения 05.10.2018).
8. Улыбин А.В. Измерение периодов и декрементов колебаний многоэтажных зданий // Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения (Материалы VIII международной научно-практической конференции). СПб.: Изд-во Политехн. ун-та. 2017. С. 192-202.
9. Улыбин А.В., Ватин Н.И. Качество визуального обследования зданий и сооружений и методика его выполнения // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. №4. С. 134-146.
10. Ватин Н.И., Улыбин А.В. Огородник В.М ГОСТ Р 53778-2010 Обследование инженерных сетей и другие особенности нового нормативного документа // Инженерно-строительный журнал. 2011. №1(19). С. 5-7.

ОГНЕСТОЙКОСТЬ И ДОЛГОВЕЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Веселов Виталий Владиславович, к.т.н., доцент

e-mail: veselov.1977@inbox.ru

ФГБОУ ВО Петербургский государственный университет путей сообщения
Императора Александра I, ПГУПС, г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

В статье описывается опыт обследования железобетонных конструкций здания после длительной эксплуатации в неблагоприятных условиях, в частности, после воздействия пожара. Представлены результаты визуальных и инструментальных наблюдений. Дана оценка технического состояния несущих конструкций, приведены рекомендации по усилению и дальнейшей эксплуатации.

Ключевые слова: обследование зданий; железобетонные конструкции; воздействие пожара; техническое состояние; усиление конструкций.

FIRE RESISTANCE AND DURABILITY OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Veselov Vitaliy Vladislavovich, Ph. D., Associate Professor

e-mail: veselov.1977@inbox.ru

Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, St. Petersburg

ABSTRACT

This article describes the experience of survey reinforced concrete structures buildings after prolonged operation under adverse conditions, in particular, after being exposed to fire. The results of visual and instrumental observations are presented. Assess the technical condition of load-bearing structures, recommendations for stronger and further exploitation are given.

Keywords: inspection of buildings; reinforced concrete structures; impact of fire; technical condition; strengthening of structures.

Введение

В Санкт-Петербурге и по стране в целом эксплуатируется большое количество промышленных зданий в монолитном железобетоне, срок эксплуатации которых около 100 лет и более, что, как правило, превышает нормативные сроки физического износа. Кафедра «Строительные конструкции» ПГУПС в содружестве с другими специализированными организациями принимает участие в обследовании строительных конструкций таких зданий.

Физический износ железобетонных конструкций связан в большинстве случаев с коррозией бетона и арматуры, вызываемой неблагоприятным температурно-влажностным режимом в помещениях, а также несвоевременным проведением текущих и капитальных ремонтов. Перепад температур вызывает физическую коррозию бетона, чрезмерное увлажнение бетона провоцирует активную электрохимическую коррозию стальной арматуры [1,2]. Кроме того, воздействие высоких температур при пожаре влияет на структуру бетона и его прочностные характеристики.

Показательным примером является состояние несущих строительных конструкций цеха №225 по сборке коробок передач, расположенного на территории АО «Петербургский тракторный завод» [3]. Здание – производственного назначения (рис. 1,2,3) с пристроенными административно-бытовыми помещениями, введено в эксплуатацию в 1926 году согласно технического паспорта.

Производственная часть здания – одноэтажная, состоит из двух основных зон (рис. 1, 2): зона с опорным мостовым краном (заготовительный участок – рис. 3а) – пролет в осях «А-Б»; зона с подвесными мостовыми кранами (низкий пролет – рис. 3б) – 6 пролетов в осях «Б-З». Здание в зоне обследования имеет в плане почти прямоугольную форму с размерами в разбивочных осях «1-30/А-З» около 120х67 м, высота помещений до низа стропильных конструкций – 5,4/8,9 м. Техническая документация на здание, а также сведения о ремонтах и ранее проводимых обследованиях отсутствуют. Особенностью здания является уникальная конструкция сводчатого покрытия и огневое воздействие на здание в результате пожара, главным образом, на участке здания в осях «Б-З». Часть несущих конструкций здания (металлические фермы и колонны) в зоне «низкого пролета», очага пожара, были обрушены.

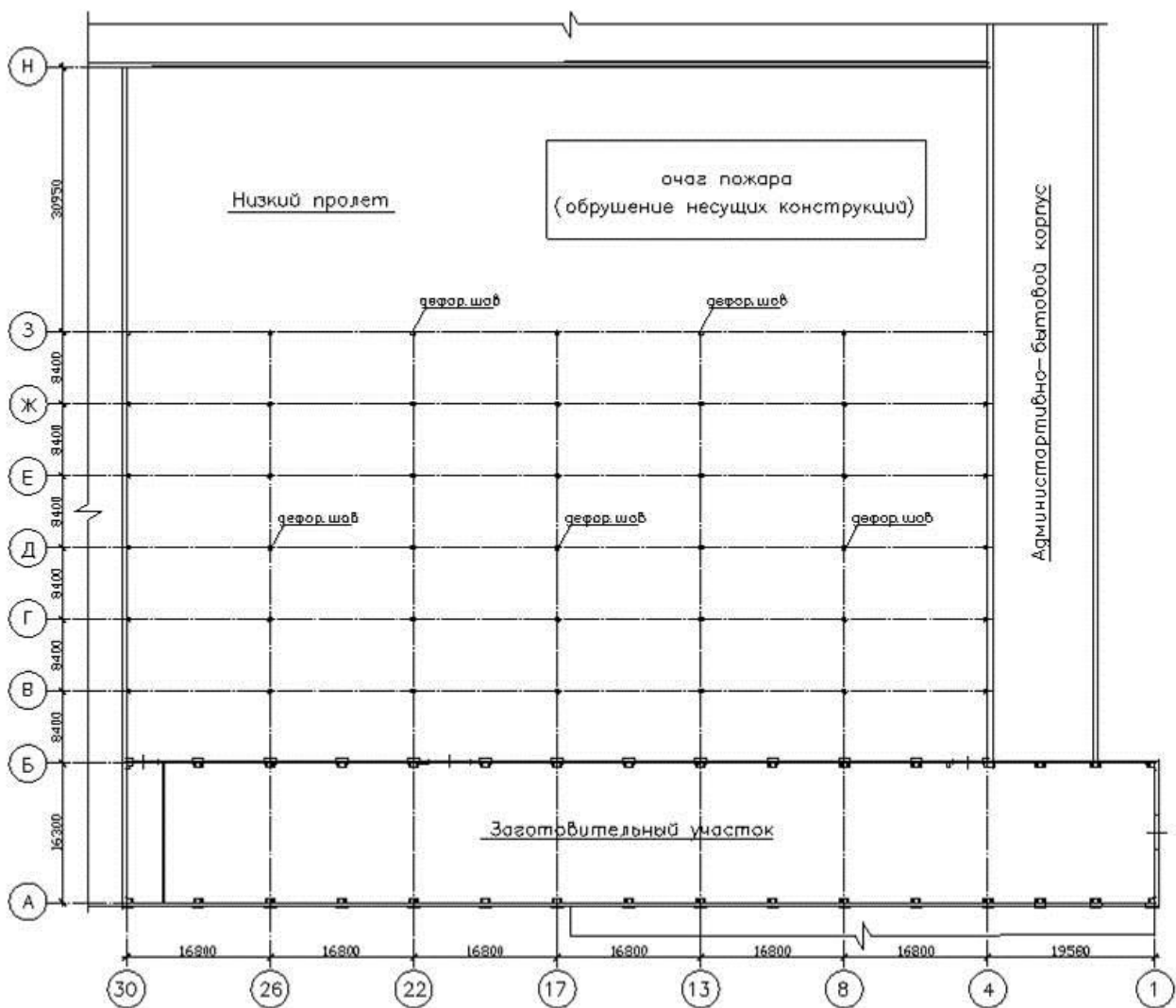


Рисунок 1 – План здания цеха №225 по сборке коробок передач



Рисунок 2 – Общий вид цеха №225 с последствиями пожара



Рисунок 3 – Здание цеха №225 по сборке коробок передач:

а) общий вид корпуса в осях «А-Б»;

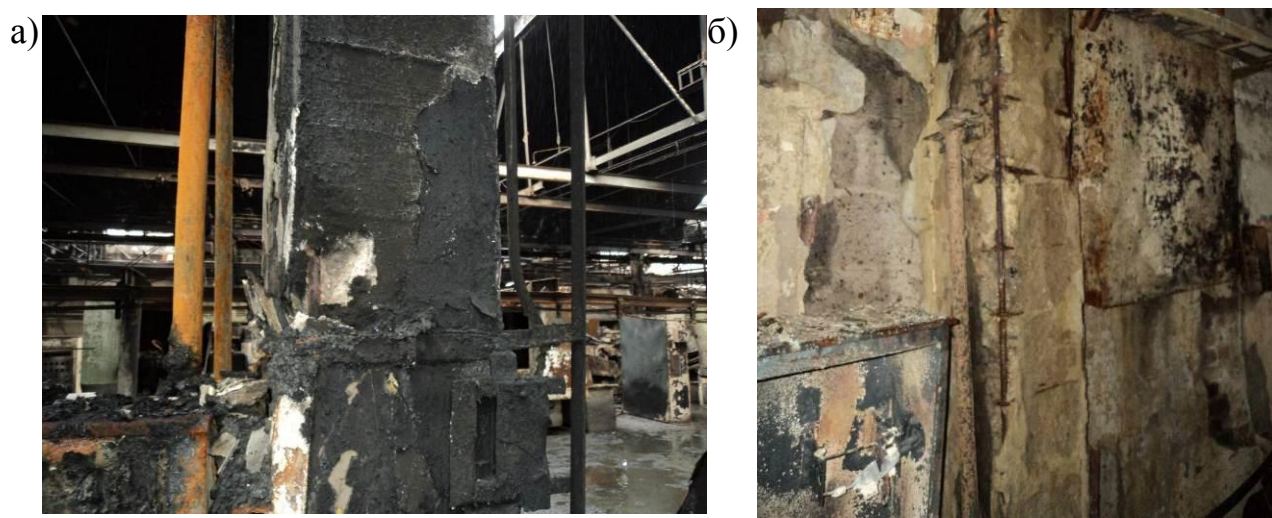
б) общий вид корпуса в осях «Б-3»

Конструктивная система пролетов в осях «Б-3», которые пострадали при пожаре значительно, но не обрушились – каркасная. Величина пролетов около $16,8 \times 6 = 100,8$ м. Фундаменты монолитные железобетонные на естественном основании – ленточные под стенами и столбчатые под колоннами. Колонны – монолитные железобетонные сечением 540×360 мм и 390×390 мм, расположенные с шагом около 8,4 м. Отдельные колонны имеют признаки усиления стальными обоймами, которые используются для размещения инженерных коммуникаций. Колонны соединены по верху в продольном направлении монолитными железобетонными обвязочными балками высотой сечения около 1,55 м. Покрытие выполнено в виде монолитного ребристого железобетонного свода толщиной 100...120 мм с опиранием на обвязочные балки. Стрела подъема свода около 3,5 м. Опорные части сводов соединены затяжками из сортовой стали с шагом 1,8...2,4 м, которые подкреплены растяжками через 4 м. Своды имеют проемы для светоаэрационных фонарей шириной 4,4 м на весь пролет. Ребра обрамляют края сводов по пролету. Ограждающие конструкции фонарей были разрушены пожаром. К сводам подвешены металлоконструкции для размещения направляющих кран-балок, которые деформированы тепловым воздействием и подлежат разборке. Между частями здания имеются деформационные и температурно-усадочные швы: вдоль р/о «13», «22» - по всем элементам здания, вдоль р/о «Д» - по колоннам в р/о «8», «26» и своду, вдоль р/о «8» - по своду.

Анализ выявленных дефектов и повреждений

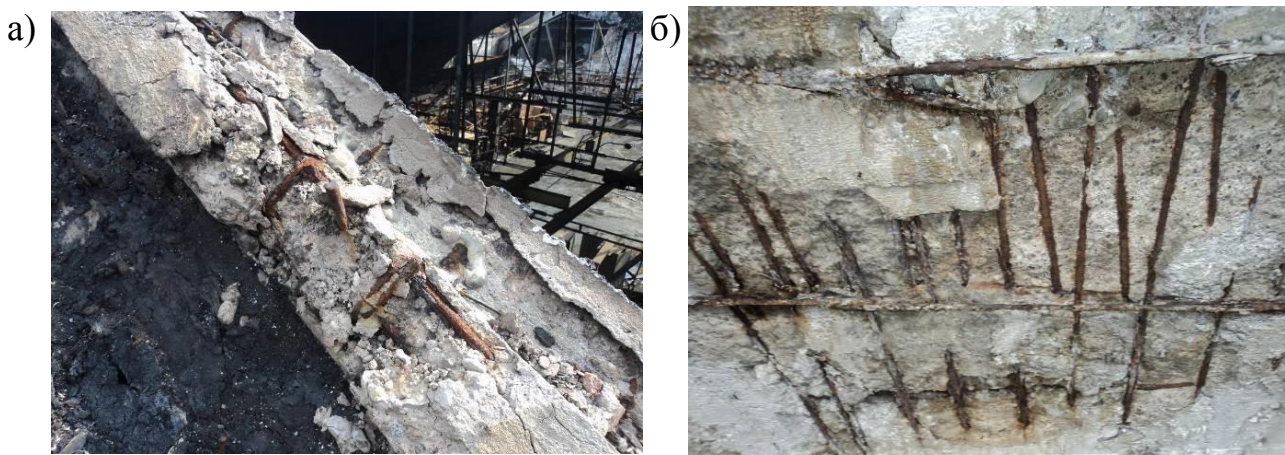
Был выявлен ряд дефектов и повреждений строительных конструкций здания, которые связаны с последствиями пожара и с длительным увлажнением строительных конструкций. Точных данных о нагреве конструкций и продолжительности пожара не было, поэтому косвенная информация о нагреве определялась по состоянию и цвету бетона [1].

Колонны имеют повреждения в виде сколов бетона, микротрещин в поверхностных слоях, разрушения оголовков и коррозию арматуры до 50% с отслоениями защитных слоев бетона (рис. 4).



**Рисунок 4 – Повреждения железобетонных колонн:
а) сколы бетона с обнажением арматуры;
б) коррозия арматуры до 50%**

Наибольшие повреждения колонн отмечаются вдоль р/о «30» - зона активных протечек кровли. Стены здания имеют повреждения в виде разрушения отделочных слоев. Кроме того, имеются две вертикальные трещины в стене в р/о «Б/13,22», совпадающие с деформационными швами в покрытии здания (неудачное конструктивное решение). Обвязочные балки сводов имеют повреждения в виде сколов бетона и коррозии арматуры до 15%. Наибольшие повреждения балок отмечаются вдоль р/о «4,30,Б» - зона активных протечек кровли. Плита и ребра сводов имеют повреждения в виде сколов бетона и коррозии арматуры до 15% (рис. 5). Наибольшие повреждения сводов отмечаются на участках вдоль р/о «Б/1-30» и «Ж-К/8-26» - зона активных протечек кровли. Большинство ребер сводов со стороны кровли имеют существенные сколы и коррозию арматуры, а также обрывы затяжек.



**Рисунок 5 – Повреждения железобетонных сводов:
а) сколы бетона ребер с обнажением арматуры;
б) коррозия арматуры плиты до 50%**

Анализ данных инструментальных наблюдений, испытаний и лабораторных исследований

Стена здания вдоль р/о «Б» имеет отклонения от вертикали до 64 мм в сторону р/о «В», особенно на участках сводов с оборванными затяжками. Выявлены существенные отклонения колонн от вертикали, которые носят в основном хаотичный характер, и, вероятно, являются дефектом изготовления монолитных конструкций. Наблюдаются деформации системного характера колонн вдоль р/о «4» до 73 мм в сторону р/о «1», т.е. в сторону административно-бытового корпуса (рис. 1).

Прочностные характеристики материалов несущих элементов здания были определены разрушающими и неразрушающими методами. По результатам обработки данных установлено, что бетон колонн, обвязочных балок и сводов соответствует классу В15 (марка М200) с расчетным сопротивлением на сжатие $R_b = 8,5$ МПа. В поверхностных слоях ряда колонн и балок (на глубину до 30 мм) прочность бетона нулевая, что обусловлено высоким температурным воздействием при пожаре ($t \approx 900^\circ\text{C}$) и деструкцией бетона (выявлены микро-трещины).

Результаты расчетов несущей способности

Проверка несущей способности конструкций выполнялась с учетом фактических размеров поперечных сечений, прочности бетона, коррозии арматуры и предполагаемых расчетных нагрузок. Статический расчет каркаса выполнялся в проектно-вычислительном комплексе SCAD по пространственной модели с

учетом деформаций элементов. Также учитывалась неравномерность прочностных характеристик бетона по сечению в соответствии с методикой в [4]. Определено, что несущая способность большинства колонн в пролетах здания в р/о «Б-3» не обеспечивается, перегруз до 49%, несущая способность большинства обвязочных балок в пролетах здания в р/о «Б-3» не обеспечивается, перегруз до 25%, несущая способность большинства элементов сводов в пролетах здания в р/о «Б-3» обеспечивается с запасом от 8%, несущая способность ребер (по контуру проемов) сводов в пролетах здания в р/о «Б-3» не обеспечивается, перегруз 11%. Основным фактором необеспечения несущей способности явился коррозионный износ арматуры и снижение прочностных характеристик бетона, а также значительное увеличение снеговых нагрузок в нормативных документах.

Техническое состояние и рекомендации

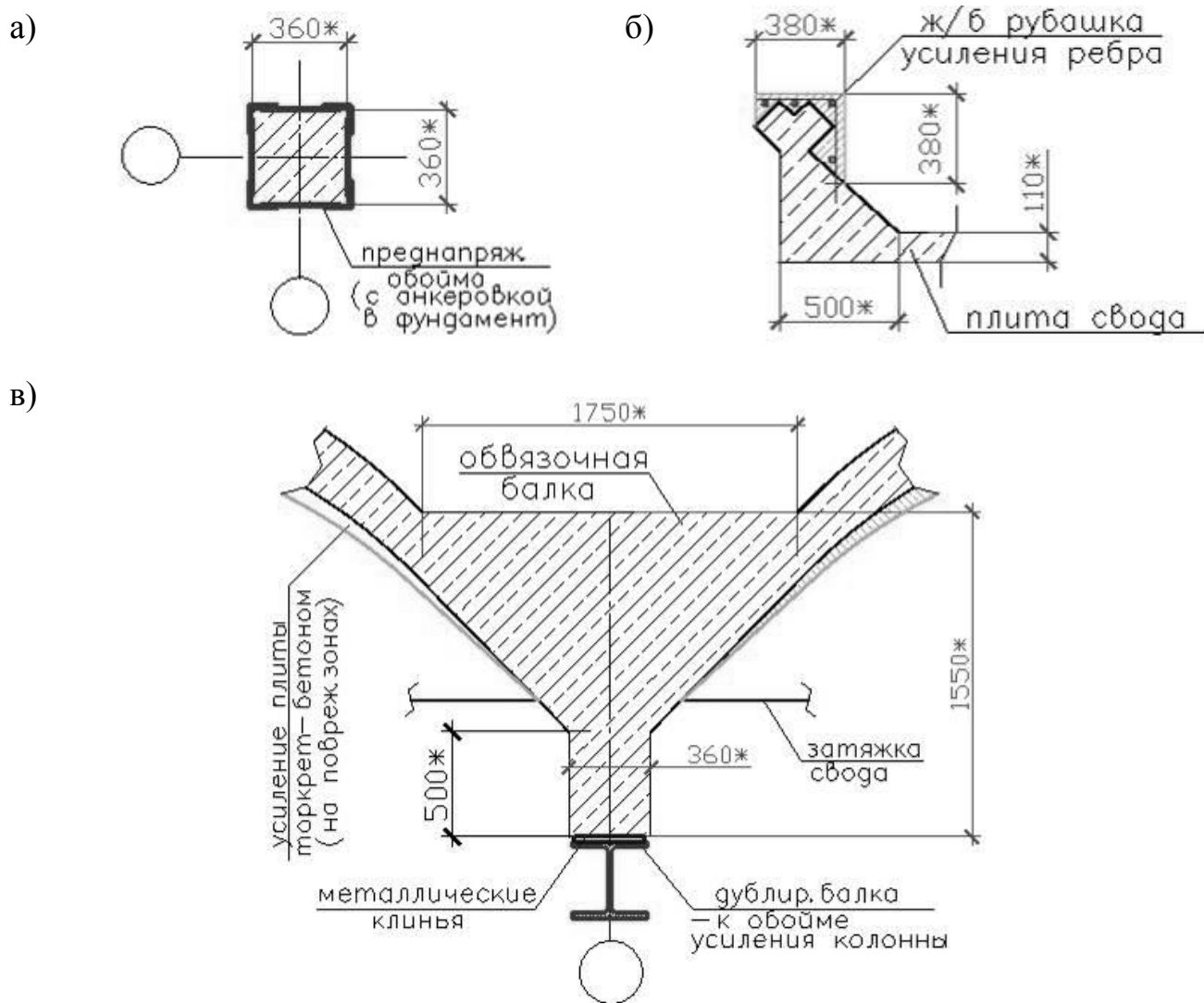
Техническое состояние большинства колонн в соответствии с СП 13-102-2003 [5] классифицировано как ограниченно работоспособное, вдоль р/о «30» - аварийное. Техническое состояние большинства обвязочных балок сводов в соответствии с СП 13-102-2003 [5] классифицировано как ограниченно работоспособное, а вдоль р/о «4, 30» - недопустимое. Техническое состояние сводов в соответствии с СП 13-102-2003 [5] классифицировано как ограниченно работоспособное, а на участках с разрывами затяжек – недопустимое.

Для дальнейшей нормальной эксплуатации здания цеха было рекомендовано:

- усилить все колонны металлическими обоймами;
- усилить обвязочные балки сводов дублированием;
- усилить ребра сводов (в зоне проемов) железобетонными обоймами;
- восстановить разорванные затяжки сводов;
- выполнить капитальный ремонт кровли с применением легких современных материалов;
- восстановить крановые пути с опиранием их на самостоятельные конструкции.

По предложенным рекомендациям был разработан и реализован проект капитального ремонта здания, в котором решены вопросы усиления неработоспособных конструкций (рис. 6).

Своевременное проведение текущих и капитальных ремонтов здания позволит существенно продлить расчетные сроки его эксплуатации, несмотря на неизбежный физический износ несущих конструкций здания.



**Рисунок 6 – Усиления несущих конструкций здания:
 а) усиление колонн обоймами;
 б) усиление ребер сводов обоймами;
 в) усиление обвязочных балок дублированием и плиты рубашкой**

ЛИТЕРАТУРА

1. Гроздов В.Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений / В.Т. Гроздов. – СПб., 2004.
2. СП 28.13330.2012. Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11 – 85. / Минрегион России. – М.: ФГУП ЦПП, 2012.
3. Заключение по выполнению работ по техническому обследованию несущих строительных конструкций цеха №225 по сборке коробок передач, расположенного по адресу: Санкт-Петербург, пр. Стачек, 47, АО «Петербургский тракторный завод». – СПб.: ООО «РОСЭКО-СТРОЙПРОЕКТ», 2017. - 275 с.
4. Определение несущей способности монолитных железобетонных перекрытий после огневого воздействия пожара / Курлапов Д.В. // Сборник научных статей I Международной науч.-практич. конференции, посвященной 100-летию доктора техн.наук, проф. О.В. Кунцевича: Строительные материалы, конструкции и сооружения XXI века. – СПб.: ФГБОУ ВО ПГУПС. 2018.-С.175-182.
5. СП 13-102-2003. Свод правил. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений / Госстрой России. - М.: ФГУП ЦПП, 2003.

СПЕЦИФИКА СТРОИТЕЛЬНО-ТЕХНИЧЕСКОЙ ЭКСПЕРТИЗЫ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Гизатуллина Гузаль Альбертовна¹, магистрант

e-mail: gizatullina_guzal@mail.ru

Черепова Светлана Сергеевна², магистрант

e-mail: cherepovass@rambler.ru

Черепов Владимир Дмитриевич³, к.т.н., доцент

e-mail: cherepov.86@mail.ru

¹⁻³ ФГБОУ ВО «Поволжский государственный технологический университет»,
г. Йошкар-Ола

АННОТАЦИЯ

В статье предложен метод выполнения укрупненной оценки эффективности вложения финансовых средств в комплекс мероприятий по ремонтно-восстановительным работам промышленных зданий, на основании результатов обследования объектов. Рассмотрены особенности методики. Приведена практическая реализация предложенного варианта укрупненного определения полного объема затрат на проведение ремонтно-восстановительных работ на примере здания капустохранилища тепличного комплекса, расположенного в Одинцовском районе Московской области.

Ключевые слова: обследование промышленных зданий; целесообразность ремонта; техническое состояние.

SPECIFICS OF CONSTRUCTION TECHNICAL EXPERTISE OF THE PRODUCTION BUILDINGS

Gizatullina Guzal Albertovna¹, Master Student

e-mail: gizatullina_guzal@mail.ru

Cherepova Svetlana Sergeevna², Master Student

e-mail: cherepovass@rambler.ru

Cherepov Vladimir Dmitrievich³, Ph.D., Associate Professor

e-mail: cherepov.86@mail.ru

¹⁻³ Volga State University of Technology, Yoshkar-Ola

ABSTRACT

In the article the method of realization of the integrated assessment of effectiveness of an investment of financial means in a complex of actions for rescue and recovery operations of the production buildings on the basis of results of inspection of objects is offered. Features of a technique are considered. Implementation of the offered option of the integrated determination of the complete volume of costs of carrying out rescue and recovery operations on the example of the building of a storage of cabbage of the hothouse complex located in the Odintsovo district of Moscow region is given.

Keywords: inspection of industrial buildings; expediency of repair; technical condition.

Обследование зданий и сооружений различного функционального назначения – сложный и трудоемкий процесс, требующий одновременно применения широкого перечня современного приборного обеспечения и лабораторного оборудования, а также высокой квалификации специалистов, реализующих данный вид работ. Специфике обследования различных видов строительных конструкций посвящены многочисленные работы таких видных ученых и практиков, как Б.В. Лабудин, С.Н. Савин, М.И. Фарфель, А.В. Улыбин и др.

В соответствии с п. 5.1.1 ГОСТ 31937-2011 [1] цель комплексного обследования технического состояния здания (сооружения) заключается в определении действительного технического состояния здания (сооружения) и его элементов, получении количественной оценки фактических показателей качества конструкций (прочности, сопротивления теплопередаче и др.) с учетом изменений, происходящих во времени, для установления состава и объема работ по капитальному ремонту или реконструкции. В то же время, в реалиях российской экономики, решающую роль в вопросах функционирования объекта недвижимости играет фактор экономической целесообразности поддержания его в работоспособном состоянии. На основании изложенного выше, сформулирована цель данной статьи, заключающаяся в выполнении укрупненной оценки эффективности вложения финансовых средств в комплекс мероприятий, включающий восстановление строительных конструкций в части приведения их эксплуатационных качеств в уровень первоначального состояния, ремонт и, при необходимости, замену систем инженерного оборудования, а также восста-

новление эстетических характеристик объекта в части внутренних отделочных работ.

Согласно п. 5.1.1 и п. 5.1.2 ГОСТ [1] информация, полученная по итогам комплексного обследования технического состояния зданий и сооружений, должна быть достаточной для проведения вариантного проектирования реконструкции или капитального ремонта объекта, а в случае ограниченно работоспособного и аварийного состояния здания и сооружения получаемая информация должна быть достаточной для вариантного проектирования восстановления или усиления конструкций. Для определения наиболее рационального и экономически целесообразного варианта вложения финансовых средств в ремонтно-восстановительные работы требуется выполнение проектно-сметных работ, на реализацию которых необходимо довольно продолжительное время.

В то же время, существует технический документ [2] рекомендательного характера, принятый ЦНИИПромзданий в 2001 году, в котором прописана методика укрупненного определения фактической целесообразности проведения ремонтно-восстановительных работ. Согласно «Рекомендациям по оценке надёжности строительных конструкций зданий и сооружений по внешним признакам» [2], фактическая экономическая целесообразность восстановления обследуемого объекта устанавливается в процентном соотношении к первоначальной его стоимости в зависимости от категории технического состояния, к которой он относится.

Оценка надёжности строительных конструкций при эксплуатации производится на основе имеющихся в них повреждений, устанавливаемых на основе визуальных обследований.

В зависимости от имеющейся поврежденности и надёжности, техническое состояние конструкций разделяется на 5 категорий: нормальное, удовлетворительное, не совсем удовлетворительное, неудовлетворительное, аварийное.

Общая оценка поврежденности здания и сооружения производится по формуле:

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_1 \alpha_1 + \varepsilon_2 \alpha_2 + \dots + \varepsilon_i \alpha_i}{\alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_i}, \quad (1)$$

где $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \dots, \varepsilon_i$ - максимальная величина повреждений отдельных видов конструкций;

$\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_i$ - коэффициенты значимости отдельных видов конструкций.

Зависимость приближенной стоимости ремонта (С) по восстановлению первоначального качества в процентах по отношению к первоначальной стоимости от значения общей поврежденности здания, соответствующего различным категориям технического состояния приведена в табл. 1.

Таблица 1 – Зависимость приближенной стоимости ремонта от значения общей поврежденности здания

Категория технического состояния	Описание технического состояния	Поврежден- ность ε	Стоимость ремонта С, %
1	2	3	4
1	Нормальное исправное состояние. Отсутствуют видимые повреждения. Выполняются все требования действующих норм и проектной документации. Необходимости в ремонтных работах нет.	0	0
2	Удовлетворительное работоспособное состояние. Несущая способность конструкций обеспечена, требования норм по предельным состояниям II группы и долговечности могут быть нарушены, но обеспечиваются нормальные условия эксплуатации. Требуется устройство антикоррозийного покрытия, устранение мелких повреждений.	0,05	0-11
3	Не совсем удовлетворительное, ограниченно работоспособное состояние. Существующие повреждения свидетельствуют о снижении несущей способности. Для продолжения нормальной эксплуатации требуется ремонт по устранению поврежденных конструкций.	0,15	12-36
4	Неудовлетворительное, (неработоспособное) состояние. Существующие повреждения свидетельствуют о непригодности к эксплуатации конструкций. Требуется капитальный ремонт с усилением конструкций. До проведения усиления необходимо ограничение действующих нагрузок. Эксплуатация возможна только после ремонта и усиления.	0,25	37-90

Категория технического состояния	Описание технического состояния	Поврежденность ε	Стоимость ремонта С, %
5	Аварийное состояние. Существующие повреждения свидетельствуют о возможности обрушения конструкций. Требуется немедленная разгрузка конструкции и устройство временных креплений, стоек, подпорок, ограждений опасной зоны. Ремонт в основном проводится с заменой основных конструкций	0,35	91-100

Из вышеизложенного следует, что методика, прописанная в «Рекомендациях по оценке надёжности строительных конструкций зданий и сооружений по внешним признакам» [2] позволяет определить экономическую целесообразность проведения ремонтно-восстановительных работ в рамках технического обследования, что значительно минимизирует временные затраты. Однако особенностью данной методики является то, что в учет принимается только восстановление основных конструктивных элементов. Таким образом очевидно, что для укрупненного определения полного объема затрат на проведение ремонтно-восстановительных работ, в рамках данного метода расчета, необходимо учитывать следующие элементы:

- внутреннюю отделку;
- заполнения дверных проемов;
- заполнения оконных проемов;
- внутренние инженерные сети и коммуникации.

В рассматриваемой ситуации наиболее рациональным вариантом учета выше обозначенных элементов, в том числе с позиции обоснованности применения коэффициентов значимости (α) для всех элементов здания, является использование сборников укрупненных показателей восстановительной стоимости зданий и сооружений (УПВС).

В случае учета обозначенных выше элементов, формула расчета общей поврежденности зданий и сооружений, примет следующий вид:

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_{\phi} \alpha_{\phi} + \varepsilon_{ст} \alpha_{ст} + \varepsilon_{пер} \alpha_{пер} + \varepsilon_{кр} \alpha_{кр} + \varepsilon_{пол} \alpha_{пол} + \varepsilon_{з.пр} \alpha_{з.пр} + \varepsilon_{отд} \alpha_{отд} + \varepsilon_{u.c} \alpha_{u.c} + \varepsilon_{пр} \alpha_{пр}}{\alpha_{\phi} + \alpha_{ст} + \alpha_{пер} + \alpha_{кр} + \alpha_{пол} + \alpha_{з.пр} + \alpha_{отд} + \alpha_{u.c} + \alpha_{пр}}, \quad (2)$$

где ε_{ϕ} , $\varepsilon_{ст}$, ... $\varepsilon_{пр}$ - максимальная величина повреждений отдельных видов конструкций;

$\alpha_{\text{ф}}, \alpha_{\text{ст}}, \dots, \alpha_{\text{пр}}$ - коэффициенты значимости отдельных видов конструкций (по УПВС).

Практическая реализация предложенного варианта укрупненного определения полного объема затрат на проведение ремонтно-восстановительных работ осуществлена на примере здания капустохранилища тепличного комплекса, расположенного в Одинцовском районе Московской области.

Основное здание капустохранилища тепличного комплекса прямоугольное в плане, с размерами по наружному обмеру $19,04 \times 26,18$ м. Входная группа прямоугольная в плане с размерами по наружному обмеру $6,35 \times 12,38$ м.

Средняя высота помещений здания капустохранилища тепличного комплекса составляет 4,5 м.

Фундамент – ленточный на естественном основании под наружные стены шириной 600 мм, высотой 500 мм, подошва которого расположена на 1,2 м ниже планировочной отметки грунта.

Несущие стены толщиной 510 мм из керамического кирпича с облицовкой силикатным кирпичом с шириной грузовой площади 3 м.

Сборные железобетонные колонны с размерами поперечного сечения 300×300 мм.

Столбы, изготовленные из керамического кирпича, с размерами поперечного сечения 250×380 мм.

Балки сборные железобетонные с размерами поперечного сечения 400×400 мм, пролетом 6,0 м.

Покрытие – сборные железобетонные ребристые плиты покрытия шириной 3 м, длиной 6 м, сборные железобетонные плиты покрытия шириной 1,5 м длиной 6 м.

Обследуемый объект оборудован следующими централизованными инженерными системами: вентиляция, отопление, электричество, холодное водоснабжение, канализация.

Общий вид здания капустохранилища тепличного комплекса, расположенного в Одинцовском районе Московской области, представлен на рис. 1. Дефекты конструкций объекта, выявленные в результате обследования, представлены на рис. 2, 3.



Рисунок 1 – Общий вид обследуемого объекта



Рисунок 2 – Дефекты цоколя и стен обследуемого объекта



Рисунок 3 – Дефекты перекрытия и железобетонных колонн обследуемого объекта

На основании реализованного визуального обследования установлены значения поврежденности основных конструктивных элементов обследуемого объекта, включая инженерные сети и коммуникации, представленные в табл. 3.

В рассматриваемом случае в качестве коэффициентов значимости были применены удельные веса, определенные в соответствии со Сборником укрупненных показателей восстановительной стоимости [3] № 33 «Здания и сооружения торговых предприятий», Отдел IV «Торговые базы, склады, хранилища», таблица № 30 «Склады одноэтажные кирпичные для продовольственных товаров». Удельные веса отдельных конструктивных элементов обследуемого комплексного объекта представлены в табл. 2.

Таблица 2 – Удельные веса отдельных конструктивных элементов обследуемого комплексного объекта

№ п/п	Наименования конструктивных элементов	Удельный вес конструктивного элемента, %
1	Фундаменты	7
2	Стены и перегородки	24
3	Перекрытия	17
4	Крыши	14
5	Полы	8
6	Проемы	2
7	Отделочные работы	2
8	Внутренние санитарно-технические и электромеханические устройства	11
9	Прочие работы	15
ИТОГО		100

Таблица 3 – Поврежденность основных несущих и ограждающих конструкций обследуемого здания

№ п/п	Наименование конструкции	Поврежденность (ε)	Коэффициент значимости (α)
1	Фундаменты	0,15	7
2	Стены и перегородки (с учетом колонн и столбов)	0,21	24
3	Перекрытия (плиты и балки)	0,10	17
4	Крыши	0,05	14
5	Полы	0,35	8
6	Проемы	0,35	2
7	Отделочные работы	0,35	2
8	Внутренние санитарно-технические и электромеханические устройства	0,35	11
9	Прочие работы	0,20	15

Общая поврежденность обследуемого комплексного объекта, определяемая по формуле 2 составит:

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_{\phi} \alpha_{\phi} + \varepsilon_{ст} \alpha_{ст} + \varepsilon_{пер} \alpha_{пер} + \varepsilon_{кр} \alpha_{кр} + \varepsilon_{пол} \alpha_{пол} + \varepsilon_{з.пр} \alpha_{з.пр} + \varepsilon_{отд} \alpha_{отд} + \varepsilon_{у.с} \alpha_{у.с} + \varepsilon_{пр} \alpha_{пр}}{\alpha_{\phi} + \alpha_{ст} + \alpha_{пер} + \alpha_{кр} + \alpha_{пол} + \alpha_{з.пр} + \alpha_{отд} + \alpha_{у.с} + \alpha_{пр}} =$$

$$\frac{0,15 \times 7 + 0,21 \times 24 + 0,10 \times 17 + 0,05 \times 14 + 0,35 \times 8 + 0,35 \times 2 + 0,35 \times 2 + 0,35 \times 11 + 0,20 \times 15}{7 + 24 + 17 + 14 + 8 + 2 + 2 + 11 + 15} = 0,195$$

В связи с тем, что значение общей поврежденности обследуемого объекта превышает величину 0,15, в соответствии с данными, представленными в табл. 1, техническое состояние обследуемого объекта может быть отнесено к 4 категории (неудовлетворительное (неработоспособное) состояние - существующие повреждения свидетельствуют о непригодности к эксплуатации конструкций. Требуется капитальный ремонт) в соответствии с классификацией, изложенной в «Рекомендациях по оценке надёжности строительных конструкций зданий и сооружений по внешним признакам». Исходя из этого, можно заключить, что стоимость реализации ремонтных работ, направленных на восстановление первоначального качества обследуемого объекта, варьируется в диапазоне 37-90 % от первоначальной стоимости.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – М.: Стандартинформ, 2014. - 59 с.
2. Рекомендации по оценке надёжности строительных конструкций зданий и сооружений по внешним признакам. / АО ЦНИИПромзданий. - М.: 2001. - 101 с.
3. Сборник № 26 Укрупненных показателей восстановительной стоимости «Здания и сооружения в совхозах, колхозах, межколхозных и других сельскохозяйственных предприятиях и организациях», Том I «Здания и сооружения сельскохозяйственного назначения», Отдел II «Производственные здания и сооружения». / Минсельхоз СССР. - М.: Издательство "Колос", 1970 год.

ПРИЧИНЫ ДЕФОРМАЦИИ И РАЗРУШЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ 7-ЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ДОМА, ПОСТРОЕННОГО НА ЗАСЫПАННОМ ОТВЕРШКЕ ОБРАГА

Григорьев Юрий Семёнович¹, к.т.н., профессор
e-mail: yus-gri@rambler.ru

Фатеев Валерий Валерьевич², ассистент
e-mail: valeriy-fateev@rambler.ru

^{1,2} ФГБОУ ВО Нижегородский государственный архитектурно-строительный
университет, г. Нижний Новгород

АННОТАЦИЯ

В статье приведены результаты: обследований деформирующегося жилого дома; инженерно-геологических изысканий; инженерно-геодезических исследований; компьютерного моделирования совместной работы грунтового основания и опирающегося на него здания. Определены причины деформации и разрушения строительных конструкций здания.

Поводом для исследований, выполненных авторами настоящей работы, послужили следующие обстоятельства: 1) ко времени начала обследований здание испытывало неравномерные, чрезмерно большие осадки, развивающиеся и нарастающие в течение 17 лет с начала строительства; 2) необходимо было выяснить причины деформации здания, оценить его техническое состояние и пригодность для дальнейшей эксплуатации; 3) требовалось разработать рекомендации и проектные решения по усилению грунтового основания, фундаментов и строительных конструкций надземной части здания, обеспечивающих безаварийные условия эксплуатации дома.

Выполненные исследования позволили установить причины деформации здания, оценить прочность фундаментной плиты, разработать инженерное решение по укреплению грунтового основания и фундамента жилого дома, расположенного на улице Ломоносова в Нижнем Новгороде.

Ключевые слова: обследование зданий; деформации; разрушение; строительные конструкции; грунтовое основание; компьютерное моделирование.

REASONS FOR DEFORMATION AND FAILURE OF THE STRUCTURAL UNITS OF A SEVEN-STORY AN APARTMENT BUILDING ON A SLOPESIDE SITE

Grigoriev Jury Semyonovich¹, Ph.D., Guidance of Associate Professor of the
Chair of Architecture

e-mail: yus-gri@rambler.ru

Fateev Valery Valeryevich², Assistant of the Chair of Architecture

e-mail: valeriy-fateev@rambler.ru

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

ABSTRACT

The article presents the results of: surveys of deforming residential building; engineering-geological surveys; engineering-geodetic studies; computer simulation of the joint work of the ground base and the building based on it. The causes of deformation and destruction of building structures of a residential building are determined.

Studies carried out by the authors of this work have been undertaken in connection with the following circumstances: 1) by the time the survey building experienced uneven, excessively large precipitation, developing and growing over 17 years from the beginning of construction; 2) it was necessary to find out the causes of deformation of the building, to assess its technical condition and suitability for further operation; 3) it was necessary to develop recommendations and design solutions to strengthen the ground base, foundations and building structures of the above-ground part of the building, ensuring trouble-free operation of the house.

The obtained results allowed us to evaluate the strength of the Foundation slab and develop an engineering solution to strengthen the soil base and the Foundation of the deforming building located on Lomonosov street in Nizhny Novgorod.

Keywords: inspection of buildings; deformation; destruction; building structures; soil base; computer modeling.

Введение

В 1997 году на улице Ломоносова в Нижнем Новгороде был построен 7-этажный жилой дом: кирпичный, бескаркасный, Г-образной формы в плане, разделенный на 3 секции температурными деформационными швами (рис. 1, 2).

Стены дома из утолщённого силикатного кирпича на цементно-песчаном растворе. Фундамент - плоская неразрезная монолитная железобетонная фундаментная плита. Толщина плиты 600 мм, глубина заложения, в зависимости от рельефа участка, от 1,3 м до 3,47 м. Междуэтажные перекрытия и покрытие из сборных железобетонных пустотных плит, опирающихся на продольные внутренние и наружные стены.

Первоначально на участке, отведенном под строительство, планировалось возведение 9-ти этажного жилого дома на фундаментах из забивных железобетонных 11-метровых свай. Однако, перед началом строительства, без какого-либо обоснования, было принято решение отказаться от устройства свайных фундаментов и построить 5-этажный жилой дом на плоской железобетонной фундаментной плите. В процессе строительства была согласована надстройка здания до 7-ми этажей.



Рисунок 1 - 1997 год. 7-этажный жилой дом на улице Ломоносова в Нижнем Новгороде. Вид со двора

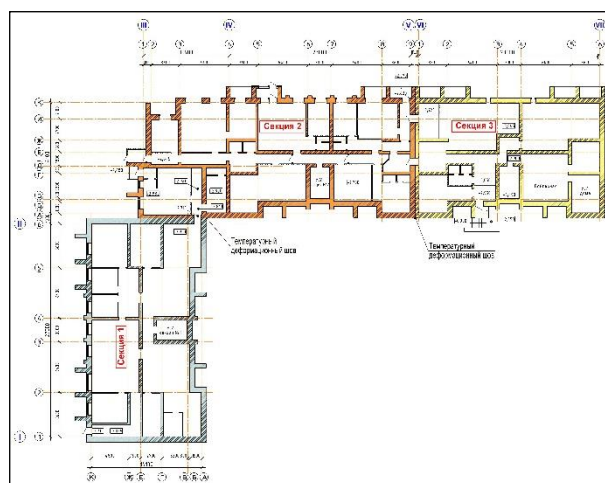


Рисунок 2 - План цокольного этажа жилого дома на улице Ломоносова

Деформации здания начались уже на стадии возведения фундаментно-подвальной части и проявились в виде: 1) диагональных трещин в фундаментных стенах; 2) в расхождении продольных стыков плит надподвального перекрытия. Поэтому в качестве превентивных мер, предотвращающих дальнейшее развитие неравномерных деформаций строящегося здания, были приняты решения: 1) об устройстве в уровне опирания перекрытий 1, 3, 5 и 7-го этажей

монолитных железобетонных поясов жесткости, замкнутых по периметру капитальных стен в пределах каждой секции здания; 2) об армировании растворных швов кирпичной кладки стен в уровне перекрытий 2 и 6-го этажей.

Однако возведение надземной части сопровождалось нарастанием неравномерной осадки и крена здания и, ко времени окончания строительства в 1997 году, произошло следующее:

1) раскрытие температурного деформационного шва между секциями №1 и №2 до величины в 250 мм в уровне верха парапета с разрушением металлических нащельников (рис. 3, 4);

2) появление трещин в несущих стенах, в перегородках и в кирпичных стенках-ограждениях лоджий;

3) смещение из первоначального положения плит междуэтажных перекрытий в секции №2.



Рисунок 3 – Температурный деформационный шов между секциями №1 и №2 (вид со двора)



Рисунок 4 - Разрушение нащельника на деформационном температурном шве, отделяющем секцию №1 от секции №2

Инженерно-геологические и гидрогеологические условия участка

По результатам инженерно-геологических изысканий, выполненных в 1982 и 1997 годах, в геологическом разрезе участка были выделены следующие инженерно-геологические элементы (рис. 5-7) [1]: **ИГЭ-1:** tQ_{IV} -насыпные грунты, переменной мощности от 2,1 до 11,5 м, сформировавшиеся в процессе отсыпки сухим способом, а также перекопки местного грунта; **ИГЭ-2:** tQ_{IV} - насыпные грунты, состоящие из органических веществ (навоз, щепа, древесина); **ИГЭ-3:** dQ_{IV} – суглинки тёмно-серые, опесчаненные, вскрыты в тальвеге засыпанного отвершка Изоляторского оврага в интервале глубин 11,5-13,5 м; **ИГЭ-4:** PrQ_{II-III} – суглинки лёссовые, просадочные, мощностью от 2,9 до 9,4 м - распространенные повсеместно; **ИГЭ-5:** P_{2t} – глины с прослоями полимиктового песка и гнёздами алевролита мощностью от 0,7 до 4,9 м; **ИГЭ-6:** P_{2t} – пески полимиктовые, залегающие в толще глин в виде линз и прослоев, вскрытой мощностью от 0,8 до 2,2 м.

Гидрогеологические условия участка на время выполнения изысканий в 1997 году характеризовались наличием водоносного горизонта, вскрытого на глубине 12,2 м. Горизонт безнапорный, водовмещающие грунты - пески полимиктовые, нижним водоупором служат плотные коренные палеогеновые глины. В четвертичных отложениях подземные воды не были встречены, но в 1981-1982 годах был обнаружен техногенный водоносный горизонт на глубине 5,6-6,2 м.

В целом, инженерно-геологические условия участка, отведенного под строительство дома, относятся к III категории сложности по следующим признакам: 1) участок расположен в 15-18 м от бровки Изоляторского оврага; 2) значительная часть участка представлена насыпью, заполняющей отвершек Изоляторского оврага, засыпанного разнообразными грунтами с бытовыми отходами, строительным мусором и органическим веществом, содержание которого в отдельных выработках достигает 12-63%. Кроме того, в насыпи возможно наличие пустот и слабых зон, образованных в результате захоронений, засыпки выгребных ям, погребов, подвалов; 3) на участке имеют широкое распространение просадочные грунты; 4) мощность сильносжимаемых насыпных и просадочных грунтов в пределах участка застройки резко изменяется; 5) несущая способность насыпных и просадочных грунтов при замачивании существенно снижается, а деформируемость резко увеличивается; 6) на участке

наблюдаются многочисленные утечки из водонесущих коммуникаций, повреждение и даже разрушение которых могло возникнуть в результате чрезмерных деформаций здания.

В результате изысканий, выполненных в 1982 и 1997 годах, было выполнено оконтуривание отвершка оврага как в плане, так и по глубине (рис. 5-7).

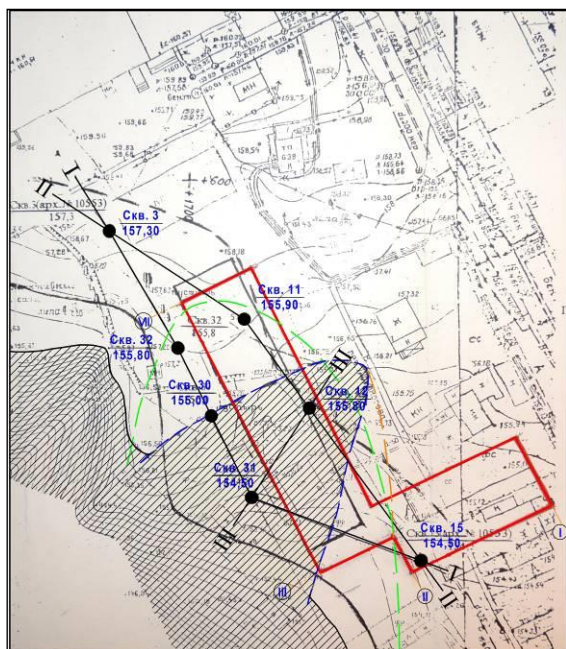


Рисунок 5 - Контур отвершка Изоляторского оврага, определенный изысканиями 1982 и 1997 года

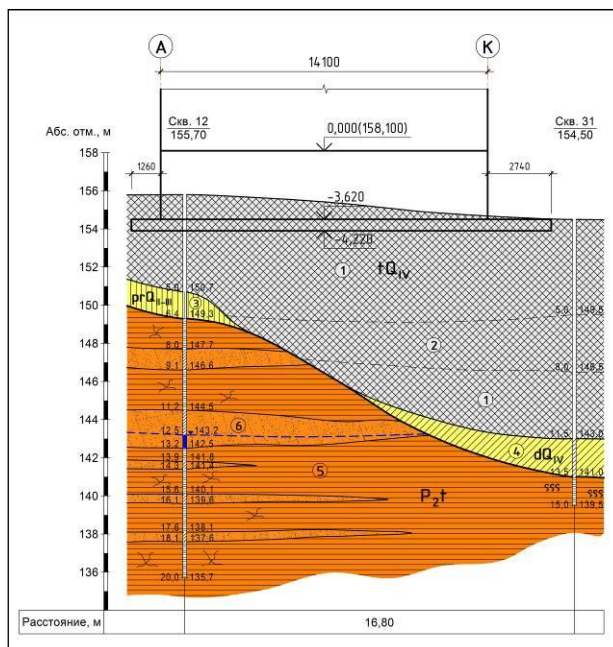


Рисунок 6 - Инженерно-геологический разрез по линии III-III. Изыскания 1982 и 1997 года

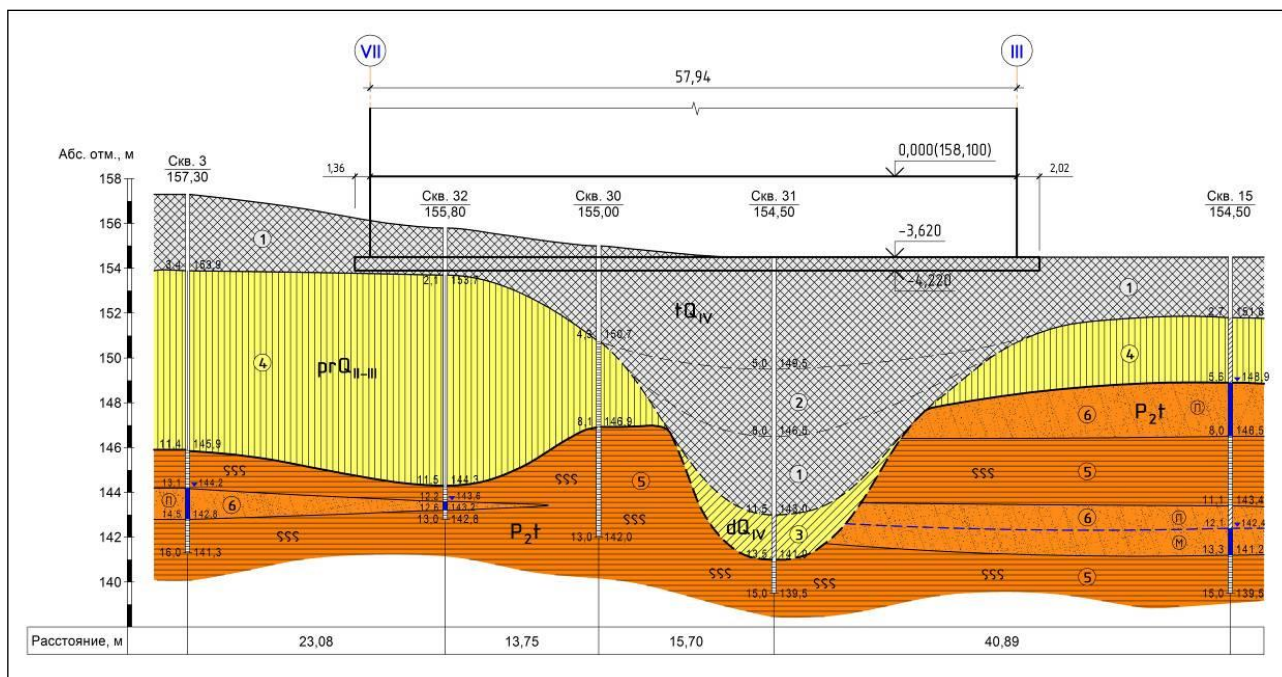


Рисунок 7 - Инженерно-геологический разрез по линии I-I. Изыскания 1982 и 1997 года

Мероприятия по предотвращению развития неравномерных деформаций, выполненные в 1997-2000 годах

В связи с обнаруженными в строительных конструкциях признаками неравномерных деформаций здания, такими как: трещины, крены, разрушение и смещения конструкций из проектного положения, государственная комиссия отказалась принимать дом в эксплуатацию. Поэтому, в период с 1997 по 2000 год, были предприняты меры, направленные на предотвращение дальнейшего развития неравномерной осадки здания, для чего были организованы и выполнены:

- 1) геодезические работы по наблюдению за осадками здания;
- 2) дополнительные инженерно-геологические изыскания;
- 3) работы по цементации грунтового основания под фундаментной плитой секции №2;
- 4) строительно-монтажные работы по подведению металлических свай под край фундаментной плиты со стороны Изоляторского оврага в пределах секций № 2 и № 3.

Работы по цементации насыпи были выполнены без рабочего проекта, в том числе и без проекта производства работ. Точки цементации располагались на плане подвала здания хаотично, без привязки к несущим конструкциям (рис. 8).

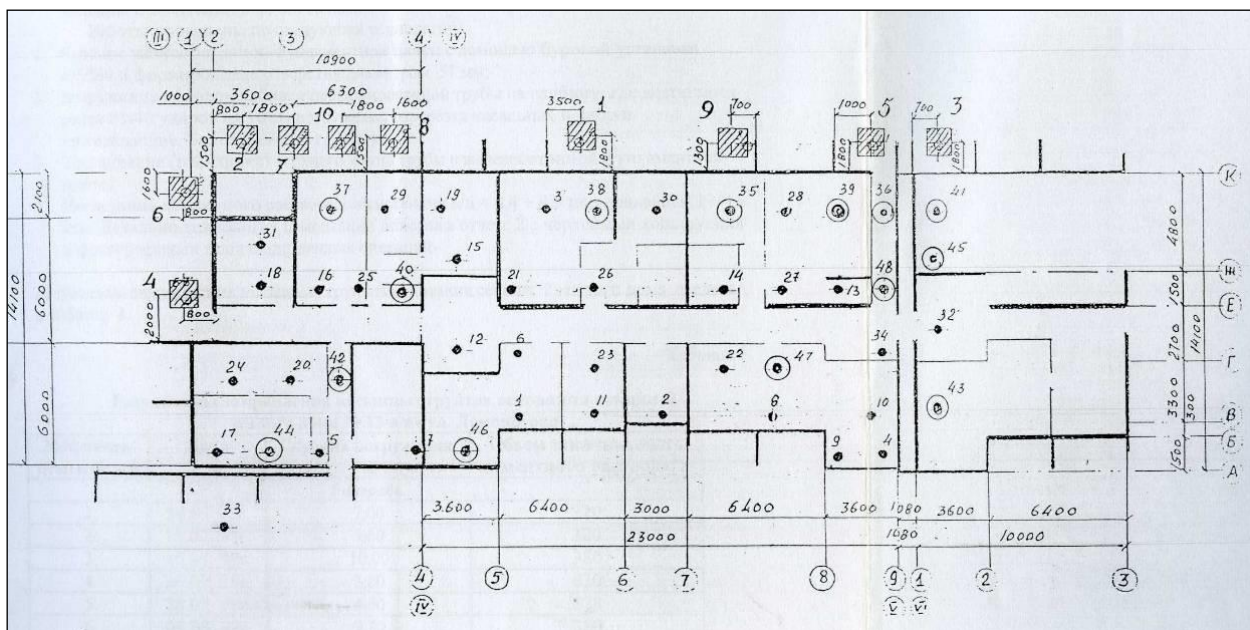


Рисунок 8 – Схема расположения: 1) точек цементации насыпного грунтового основания; 2) мест расположения вдавливаемых металлических свай

До начала производства работ по цементации не было выполнено опытных работ, которые позволили бы уточнить: 1) глубину цементации; 2) состав нагнетаемого цементного раствора; 3) величину давления нагнетания, а также определить величину «отказа», по достижении которого следовало бы прекращать нагнетание раствора.

Металлические сваи коробчатого сечения, сваренные из двух швеллеров №30, вдавливались у края фундаментной плиты со стороны оврага (рис. 8-10).

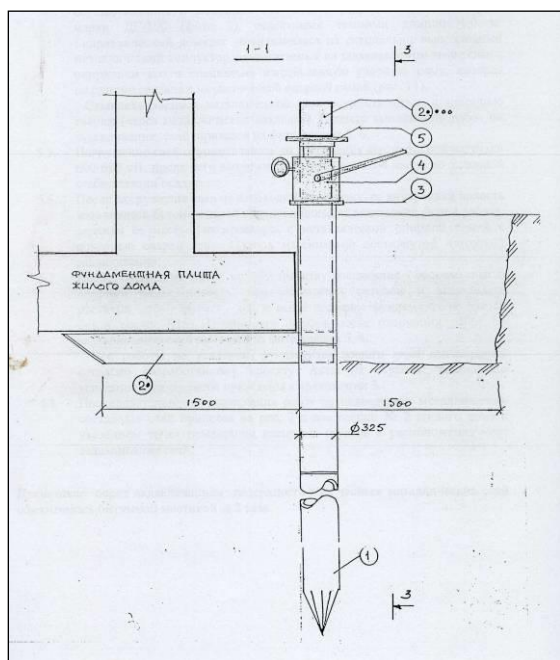


Рисунок 9 – Схема усиления фундаментных конструкций металлическими сваями

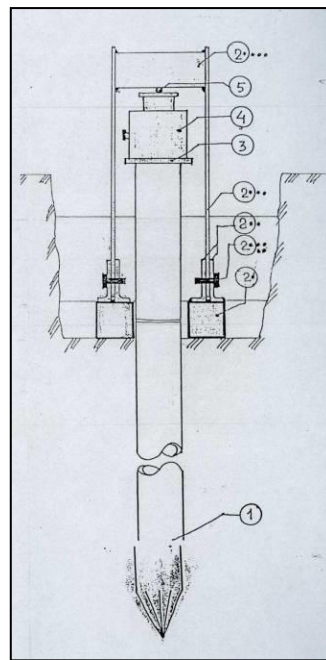


Рисунок 10 – Конструкция вдавливаемых металлических свай

Погружение свай выполнялось в пределах секций № 2 и № 3 последовательным вдавливанием секций длиной 1,2 м с помощью гидравлического домкрата. Упором для домкрата служили спаренные, горизонтально расположенные металлические балки такого же сечения, как и сваи, длиной около 1,4 м, предварительно вдавленные под подошву фундаментной плиты. По окончании вдавливания, сваи сваривались с горизонтальными подфундаментными балками с помощью косынок и фасонок из листовой стали.

Результаты обследований, выполненных в 2013-2015 годах

Как показали геодезические наблюдения, выполнявшиеся с 2000 по 2013 год, мероприятия по усилению грунтового основания и фундаментных конструкций, выполненные в 1997-2000 годах, не привели к существенному улучшению ситуации. Поэтому в 2013-2015 годах были организованы и выполнены комплексные работы по обследованию деформирующегося здания, в результате которых было установлено следующее [2,3]:

1. Мероприятия по усилению грунтового основания, выполненные в период с 1997 по 2000 год, не привели к ожидаемому результату - неравномерные осадки, деформации здания с разрушением строительных конструкций продолжаются.

2. Чрезмерные осадки привели: 1) к локальным разрушениям каменных конструкций стен, надоконных перемычек, отдельных плит перекрытий; 2) к перекосам оконных и дверных проёмов; 3) к образованию вертикальных трещин, отсекающих пилоны, служащие опорами для плит перекрытий балконов, от наружных продольных стен здания. В стенах дома нет ни одной стены и перегородки, не поражённой сквозными трещинами.

3. Измеренные величины осадки секций № 1, № 2 и № 3 превышают предельные значения, равные $s_{\text{н}}=22,5$ см (СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений. Приложение 4, действовавший на время проектирования здания) и $s_{\text{н}}=18$ см (по СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная версия СНиП 2.02.01-83*).

Максимальное значение абсолютной осадки секции № 2 достигло 1323 мм, что в 5,9 (!) раза превышает допустимое нормами значение, равное 225 мм.

Обращает на себя внимание отрицательное значение деформации (-26 мм), полученное для угла секции №3, расположенного на пересечении координационных осей «А/б», указывающее на возможный отрыв фундаментной плиты от грунтового основания.

Крен секции № 2 достиг величины $i = 0,046$, что в 9 раз превышает предельное нормативное значение, равное $i = 0,005$.

4. В отдельных квартирах секции № 2 разница в высотных отметках пола в смежных комнатах достигает 600 мм.

5. Раскрытие деформационного шва, между секциями № 1 и № 2 в верхней плоскости парапета достигло 750-770 мм, вместо 20-30 мм по проекту (рис. 11, 12).

6. Результаты геодезических работ показали, что здание испытывает сложные неравномерные деформации, развитие которых обусловлено чрезмерно большими, неравномерными осадками грунтового основания, имеющего сложное геолого-литологическое строение (рис. 5-7, табл. 1).



Рисунок 11 - Картограмма расположения трещин в наружных стенах секций №2 и №1, ориентированных вдоль оси «К», на участке в осях II-I



Рисунок 12 - Картограмма расположения трещин в наружных стенах секций №3 и №2, ориентированных по оси «К», на участке в осях VII-III

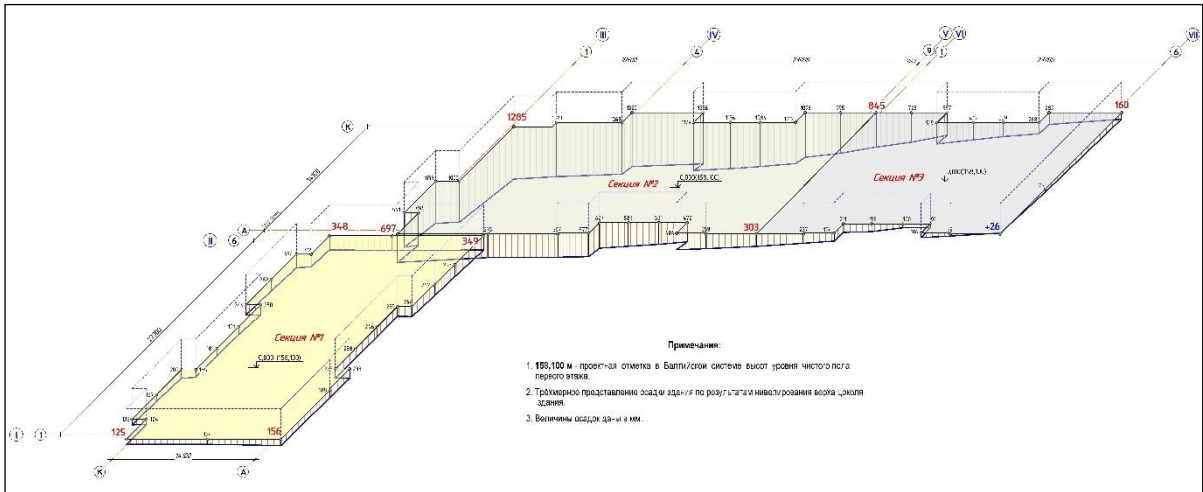


Рисунок 13 – Совместные неравномерные осадки грунтового основания и опирающегося на него здания, измеренные тригонометрическим нивелированием

Таблица 1 - Результаты геодезических исследований

Номер секции	Осадка			Крен	
	минимальная S_{min} , мм	максимальная S_{max} , мм	средняя, мм	«X», i_x	«Y», i_y
Секция №1	124	358	231	0,001	0,007
Секция №2	303	1323	858	-0,012	0,040
Секция №3	+26	845	282	-0,021	0,020

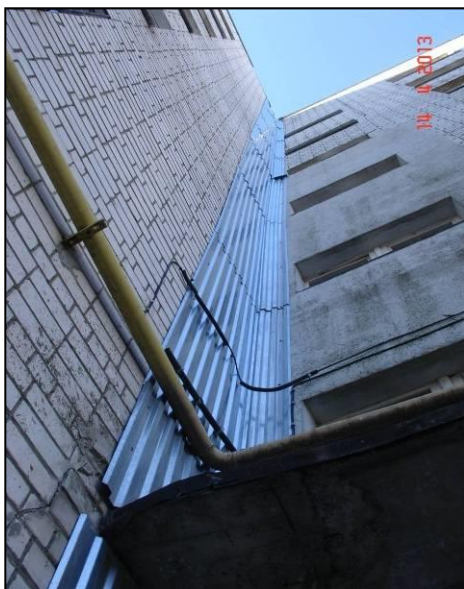


Рисунок 14 - 2013 год. Деформация 4-го по счёту нащельника на деформационном шве между секциями №1 и №2



Рисунок 15 - Раскрытие деформационного шва между секциями №1 и №2. Величина раскрытия 750-770 мм. Вид с крыши дома

Результаты обследований фундаментных конструкций

Для обследования фундаментных конструкций здания было открыто 8 шурфов [2, 3]. Шурфом №6 (рис. 16-20), расположенным у наружной продольной стены секции № 3 в месте наиболее интенсивного развития трещин в фундаментных стенах, была вскрыта консольная часть плиты и обетонированная конструкция верхней части металлической сваи, вдавленной в грунт в 2000 году.

Вскрытием конструкции сваи было установлено, что упорные горизонтальные балки сильно деформировались, расположены под углом к подошве фундаментной плиты около 7 градусов и имеют точечный контакт с ребром плиты на расстоянии около 200 мм от собственно сваи (рис. 17, 18). Таким образом, сваи предложенной конструкции не включились в работу.



Рисунок 16 - Шурф №6. Вскрытый фрагмент фундаментной плиты с обетонированным оголовком металлической сваи – одного из элементов локального усиления основания, выполненного в 1997-2000 годах



Рисунок 17 - Шурф №6. Деформация конструкции металлической сваи

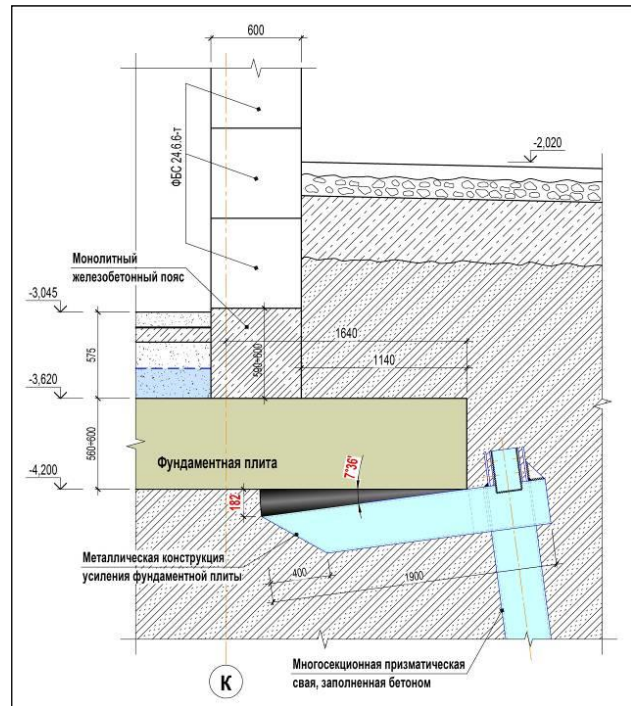


Рисунок 18 - Конструкция деформирующейся металлической сваи с консольной опорой, подведенной под фундаментную плиту

Следует отметить, что устройство таких свай вдоль одного края фундаментной плиты было выполнено без какого-либо обоснования, в том числе и без проверки прочности плиты. Если бы консольные элементы сваи не разрушились и таким образом сваи включились бы в работу, то существенно изменилась бы расчётная схема фундаментной плиты.



Рисунок 19 – Шурф №6. Фундаментная плита опирается на насыпной грунт содержащего большое количество органических включений и строительного мусора



Рисунок 20 – Шурф №6. Многослойная конструкция фундаментной плиты – результат её бетонирования в несколько приёмов со значительными перерывами во времени

Шурфом №4 были вскрыты фундаментные конструкции в месте устройства температурного деформационного шва, отделяющего секцию №1 от секции №2 со стороны Изоляторского оврага (рис. 21-26). Во вскрытом фрагменте фундаментной плиты был обнаружен разлом, разделивший плиту на 2 части. Перепад высот между смежными частями сломавшейся плиты составил 300 мм. Арматурные сетки поражены коррозией, отдельные стержни верхних и нижних арматурных сеток разорваны.



Рисунок 21 – Деформационный шов между секциями №1 и №2



Рисунок 22 – Разметка места вскрытия шурфа №4



Рисунок 23 – Шурф №4. Разрушение фундаментной плиты



Рисунок 24 – Шурф №4. Расчистка разлома фундаментной плиты



Рисунок 25 – Шурф №4. Коррозия и разрушение арматурных сеток



Рисунок 26 – Шурф №4. Разрушение отдельных арматурных стержней

Результаты компьютерного моделирования

Для исследования напряжённо-деформированного состояния системы «грунтовое основание - фундаментная плита» в программно-вычислительном комплексе «SCAD Office» [4] была построена трёхмерная конечно-элементная модель, учитывающая с максимально возможной точностью конструктивные особенности здания, а также геолого-литологическое строение грунтового основания, определённое по результатам инженерно-геологических изысканий, выполненных в 1982 и 1997 году.

В первоначальных расчётах, выполненных с использованием программы «КРОСС», была использована модель грунтового основания, насколько возможно, детально повторявшая литологическое строение грунтового основания с характеристиками физико-механических свойств грунтов, определенных инженерно-геологическими изысканиями 1997 года (рис. 5-7).

Определенные в результате выполненных расчётов осадки грунтового основания даже отдаленно не напоминали результаты геодезических работ (рис. 13), при этом расчётные значения осадки не превышали предельных значений. Кроме того, расчётная прочность фундаментной плиты, её армирование оказались достаточными для восприятия возникающих в плите усилий, тогда как при отрывке шурфов было обнаружено, что плита разрушена (рис. 23-26). Причиной такого несовпадения могло быть несоответствие геомеханической модели, принятой в расчётах, действительному строению и физико-механическим свойствам грунтового основания.

Поэтому в дальнейшем в расчётах было последовательно исследовано несколько моделей грунтового основания, разработанных с учётом: 1) результатов геодезических измерений осадки и кренов здания; 2) характера расположе-

ния повреждений в кирпичных стенах; 3) предположения об ином контуре засыпанного отвершка оврага, как в плане, так и по глубине. Последнее предположение основывалось на том, что в отчётах об инженерно-геологических изысканиях, выполненных в 1982 году, указывалось на необходимость ещё до начала проектирования выполнить дополнительные изыскания после сноса частной застройки на участке, отведенном под строительство дома, не позволившей выполнить изыскания в полном объёме. Однако указания изыскателей не были приняты во внимание и поэтому дополнительные изыскания не были выполнены.

Вместе с тем, следовало учитывать, что характеристики деформируемости грунтового основания (представленного крайне неоднородной насыпью, мощностью изменяющейся в пределах контура здания от 2,1 м до 11,5 м, сформировавшейся из отвалов разнообразного грунта с бытовыми отходами, строительным мусором и органическим веществом, содержание которого в отдельных выработках достигает 12-63%; с пустотами и слабыми зонами) определить известными лабораторными или полевыми методами не представляется возможным, как бы часто ни бурились скважины, как бы часто ни выполнялось бы зондирование и как бы тщательно ни отбирались бы образцы грунтов, материалов и органических включений, слагающих насыпь. С учетом же того, что в период с 1997 по 2000 год были выполнены бессистемные и неконтролируемые работы по цементации насыпного основания, а также вдавливание металлических свай, оценка деформируемости грунтового основания здания тем более становится проблематичной, в связи с чем мероприятия по цементации грунтового основания и подведению металлических свай, выполненные в период с 1997 по 2000 год, не могли быть учтены и соответственно не учитывались при численном моделировании деформируемости здания.

Таким образом, первоначально принятая в расчётах геомеханическая модель основания не могла быть использована для расчётов прочности и в дальнейшем расчётом элементов усиления фундаментной плиты.

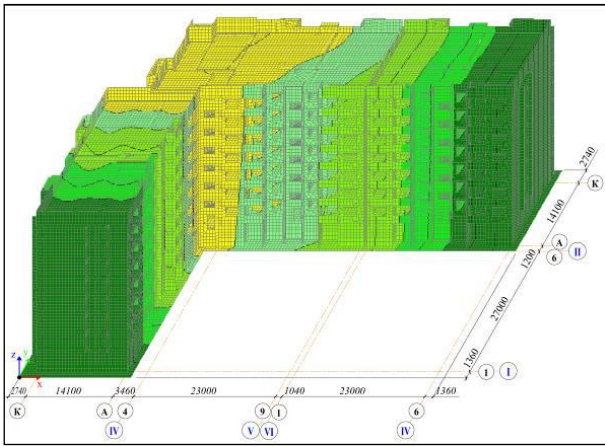


Рисунок 27 - Вертикальные (по оси Z) перемещения здания. Результаты расчётов, выполненных с использованием модели грунтового основания, разработанной по данным изысканий 1997 года

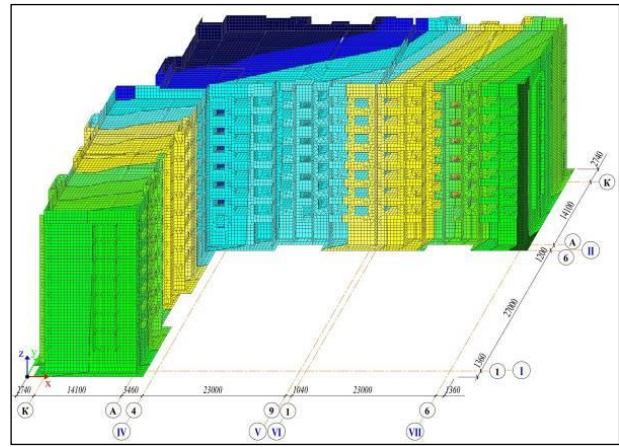


Рисунок 28 - Результаты расчётов вертикальных перемещений, выполненных с использованием модели грунтового основания, разработанной по данным изысканий 2014 года

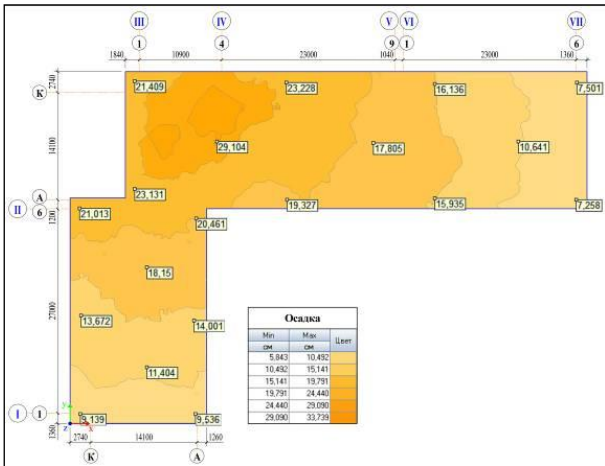


Рисунок 29 - Результаты расчётов осадки здания, выполненных с использованием модели грунтового основания, разработанной по данным изысканий 1997 года. Изополя вертикальных перемещений фундаментной плиты не соответствуют результатам геодезических изысканий. Расчётные величины осадки изменяются в пределах 5,8-33,7 см

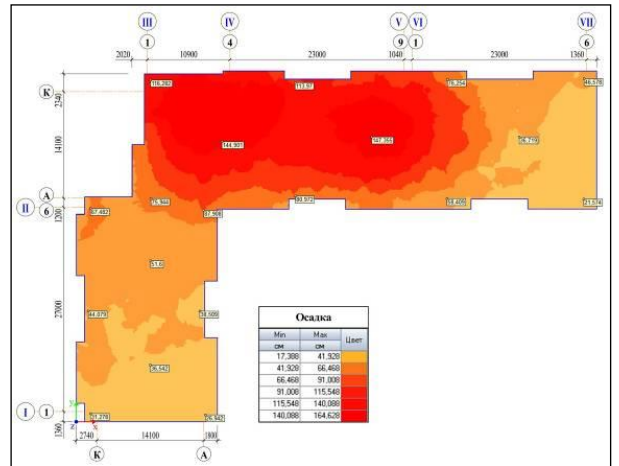
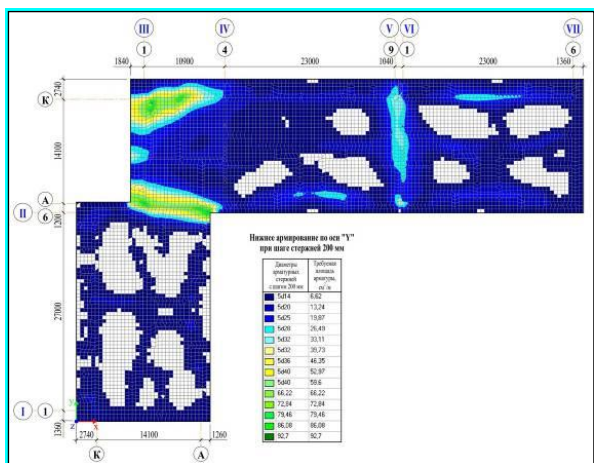


Рисунок 30 - Результаты расчётов осадки здания, выполненные с учетом модели грунтового основания, разработанной по данным изысканий 2014 года. Изополя вертикальных перемещений фундаментной плиты в наибольшей степени, соответствующие условиям работы объекта исследований. Расчётные величины осадки изменяются в пределах 17,4-164,6 см



деформируемости крайне неоднородного насыпного грунтового основания, осложненного бессистемной цементацией и устройством металлических свай.

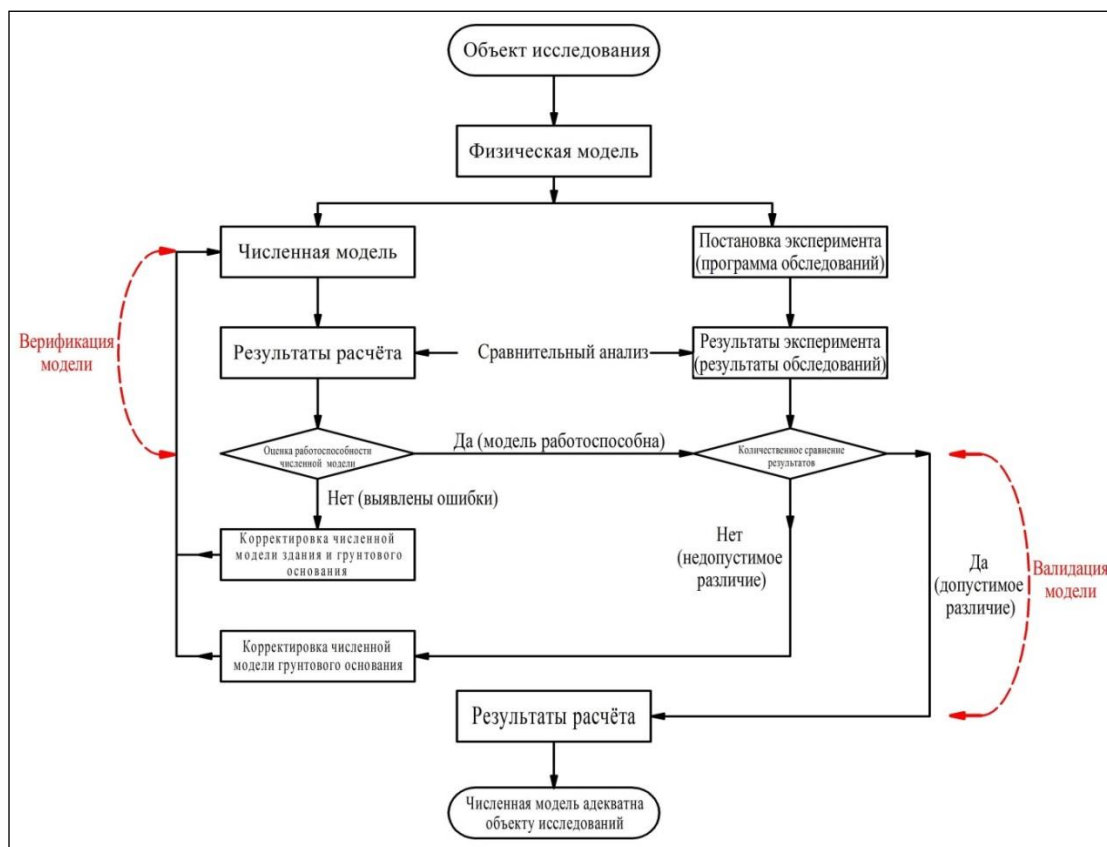
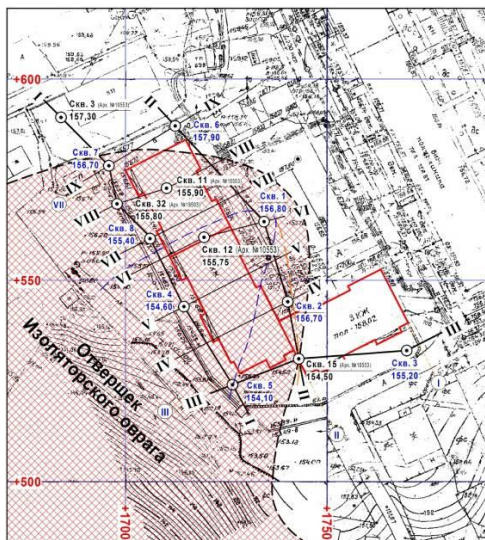


Рисунок 33 - Блок-схема процедуры верификации и валидации геомеханической модели грунтового основания

Для того, чтобы разработанную геомеханическую модель грунтового основания можно было использовать для оценки прочности фундаментной плиты, а также для расчётов элементов её усиления, необходимо было принять характеристики деформируемости, соответствующие реальному напряжённо-деформированному состоянию грунтового основания. Для этого в расчетах была использована модель, повторяющая литологическое строение грунтового основания, определенное изысканиями 2014 года, с подобранными в результате численного моделирования характеристиками деформируемости основания, позволяющими получить осадки и крен фундаментной плиты, приближенные к измеренным значениям (рис. 13, 30).

В результате расчётов были выявлены участки фундаментной плиты, в которых фактическое армирование оказалось в несколько раз меньше требуемого по расчёту, что и подтвердилось вскрышными работами, в результате которых был обнаружен разлом фундаментной плиты с разрушениями арматуры, разделивший её на 2 части.

а)



б)

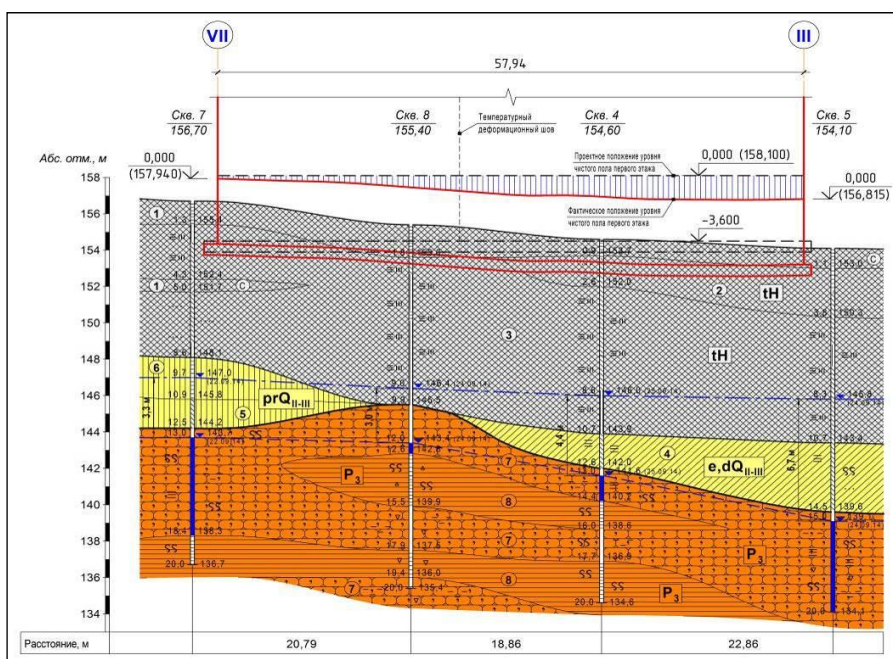


Рисунок 34 - Результаты инже-нерно-геологических изысканий, выполненных ОАО «Нижегород-ТИСИЗ» в 2014 году: а) схема расположения инженерно-геологических выработок с уточнённым контуром отвершка Изоляторского оврага; б) инженерно-геологический раз-рез по линии I-I

Численные эксперименты, выполненные с учётом уточнённых инженерно-геологических условий участка, позволили смоделировать и, таким образом, выполнить прогноз напряженно-деформированного состояния грунтового основания и фундаментной плиты для случаев, если плита будет разрушена на 2 и 3 части в местах расположения температурных деформационных швов. Было установлено, что разрушение фундаментной плиты на 3 части (в створах с деформационными швами) приведет к существенному увеличению кренов секции № 2 и № 3 и, соответственно, к усугублению чрезвычайно опасной аварийной ситуации.

Следует отметить, что участок, отведённый под строительство дома, располагается в оползнеопасной зоне. При обводнении вероятность оползневого смещения склона, образованного насыпью, заполняющей отвершек Изоляторского оврага, пригруженного весом деформирующегося здания, очень высока. Однако, в течение 2013-2014 годов была произведена засыпка Изоляторского оврага на участке, примыкающем к площадке, занимаемой домом. С одной стороны, засыпка полезна и даже необходима для обеспечения устойчивости склонов оврага. С другой стороны, несанкционированная бессистемная засыпка нарушает или полностью исключает дренирование прилегающих к оврагу территорий, что неизбежно приводит к их подтоплению и, как следствие к развитию дополнительных деформаций зданий, расположенных на подтапливаемых территориях.

Выводы

Результаты выполненных комплексных исследований послужили основанием для вывода о том, что причиной деформации жилого дома и разрушения его строительных конструкций являются чрезмерные по величине, неравномерные осадки грунтового основания. Однако причиной развития чрезмерных деформаций здания является отказ от первоначально разработанного проекта свайного фундамента в пользу плоской неразрезной железобетонной фундаментной плиты неглубокого заложения, опирающейся на сильносжимаемую насыпь переменной мощности от 2,1 до 11,5 м, сформированную в результате бессистемной засыпки отвершка Изоляторского оврага, точное оконтуривание которого в плане и по глубине в процессе выполнения инженерно-геологических изысканий на стадии предпроектных работ не представлялось возможным из-за плотной застройки участка строительства частными владениями.

Результаты дальнейших исследований послужили основанием для вывода о том, что альтернативой выселению и разборке здания может быть усиление грунтового основания и фундаментной плиты, при этом: 1) уплотнение (или закрепление) грунтового основания дома № 15 на ул. Ломоносова приведет к прекращению деформаций основания и опирающегося на него здания; 2) конструктивное усиление фундаментной плиты позволит обеспечить нормальные условия её работы.

ЛИТЕРАТУРА

1. Жилой дом по ул. Ломоносова в г. Нижнем Новгороде: техн. отчет об инж.-геол. изысканиях / НижегородТИСИЗ. – Нижний Новгород, 1997. - № 687-26. Арх. № 19503.
2. Инженерно-геологические изыскания, обследование строительных конструкций и разработка проекта усиления грунтового основания и фундаментов жилого дома, расположенного по адресу: Нижний Новгород, улица Ломоносова, 15 / ФГБУ ВРО РААСН. – Нижний Новгород. 2013. - №35/12.
3. Инженерно-геологические работы, инженерное обследование строительных конструкций, проектирование усиления надземных строительных конструкций, грунтового основания и фундаментов жилого дома, расположенного по адресу: Нижний Новгород, улица Ломоносова, 15 / ФГБОУ ВПО ННГАСУ. – Нижний Новгород. 2014. - № 2014/129.
4. SCAD OFFICE. Вычислительный комплекс SCAD / В. С. Каприловский, Э. З. Криксунов, А. А. Маляренко, А. В. Перельмутер, М. А. Перельмутер. – Москва: АСВ. 2008. – 592 с.
5. Жилой дом № 15 на улице Ломоносова в г. Нижнем Новгороде: техн. отчет об инж.-геол. изысканиях / НижегородТИСИЗ. – Нижний Новгород. 2014. – № 113/14, 114/14.

ОБСЛЕДОВАНИЕ ТРЕЩИНООПАСНЫХ УЗЛОВ В БОЛТО-СВАРНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЯХ

Жунев Кирилл Олегович, инженер

e-mail: junev.kirill@yandex.ru

ФГБОУ ВО Сибирский государственный университет путей сообщения
(СГУПС), г. Новосибирск

АННОТАЦИЯ

В статье приведена статистика образования усталостных трещин в болто-сварных пролетных строениях, эксплуатируемых на железных дорогах Восточного полигона. На основе полученной статистики установлено, что наиболее распространенными являются трещины около сварных швов вертикальных ребер жесткости. Около верхних и нижних концов сварных швов вертикальных ребер жесткости проведены непосредственные измерения относительных деформаций под обращающейся нагрузкой. Измерения относительных деформаций проводили при помощи малогабаритного автоматизированного тензометрического комплекса «Тензор-МС». Результаты измерений показали, что на напряженно-деформированное состояние балок влияют: неплотное опирание мостового полотна на пояс балки, внецентренное воздействие подвижной нагрузки, наличие зазоров между вертикальными ребрами жесткости и верхним поясом балки. Изменение напряжений при наличии зазора между верхним поясом балки и вертикальным ребром жесткости было исследовано при помощи численного моделирования.

Ключевые слова: экспериментальные исследования; железнодорожный мост; сварное пролетное строение; усталостная трещина; относительная деформация.

INVESTIGATION OF CRACKED AREA IN WELDED GIRDERS

Zhunev Kirill Olegovich, engineer

e-mail: junev.kirill@yandex.ru

Siberian State University of Railway Engineering, Novosibirsk

ABSTRACT

The article is devoted to the statistics of fatigue cracks formation in welded girders, operated on the eastern railways of Russia. Based on the obtained statistics, it was established that the most common cracks are cracks near the welds of vertical stiffeners. Measurements of the relative deformations under the moving load were carried out near the upper and lower ends of vertical stiffeners welds. These measurements were carried out with the help of the small-sized automated tensometric complex «Tensor-MS». The results of these measurements showed that the stressed-strained behavior of the beams is affected by loose support of the bridge deck to the top flange of the beam, by the eccentric action of the moving load, by the gaps between the vertical stiffeners and the top flange of the beam. The stresses change caused by the presence of a gap between the top flange of the beam and the vertical stiffener was investigated using numerical simulation.

Keywords: experimental research; railway bridge; welding girder; fatigue crack; relative strain.

Введение

Усталостное разрушение металла происходит в результате действия переменных повторяющихся нагрузок, величина которых значительно меньше предельной статической нагрузки. На практике большинство разрушений металлических конструкций происходит от усталости и значительно меньше – от статических нагрузок [1]. Усталостные трещины встречаются в машиностроении, авиации, судостроении и строительных конструкциях. Известно, что на сопротивление усталости значительную роль оказывает величина напряжений и асимметрия цикла переменных нагрузок, концентраторы и остаточные напряжения, шероховатость поверхности. Изучением усталости металлов, в том числе в мостовых конструкциях, занимается большое количество исследователей из разных стран. В России изучение усталостной долговечности сварных пролетных строений железнодорожных мостов начали в 80-х годах. Были проведены масштабные обследования эксплуатируемых сварных пролетных строений,

подробно описаны все случаи образования трещин, составлена классификация типичных трещин и даны рекомендации по содержанию и усилению пролетных строений с трещинами [2]. На сегодняшний день известно более 20 типов усталостных трещин, встречающихся в металлических пролетных строениях. На рис. 1 приведено количество трещин наиболее распространенных типов, обнаруженных в болто-сварных пролетных строениях на железных дорогах Восточного полигона.

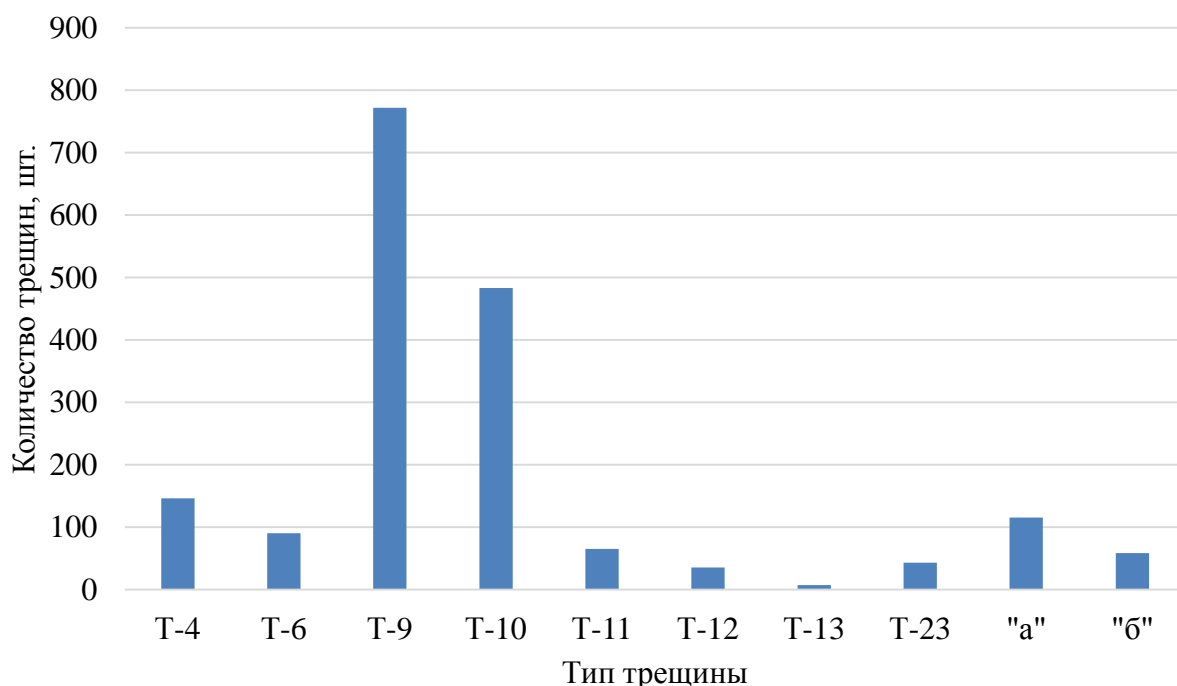


Рисунок 1 – Распространенные типы трещин

По данным рис. 1 видно, что наиболее распространенными трещинами являются трещины T-4, T-9, T-10, продольные трещины по сварному шву (тип «а», «б»). Такие трещины образуются в главных балках и балках проезжей части около сварных швов ребер жесткости. Расположение этих трещин в элементах пролетного строения изображено на рис. 2.

Целью данного исследования является выявление особенностей работы трещиноопасных узлов болто-сварных пролетных строений путем непосредственных измерений относительных деформаций стенки балок около вертикальных ребер жесткости под обращающейся нагрузкой.

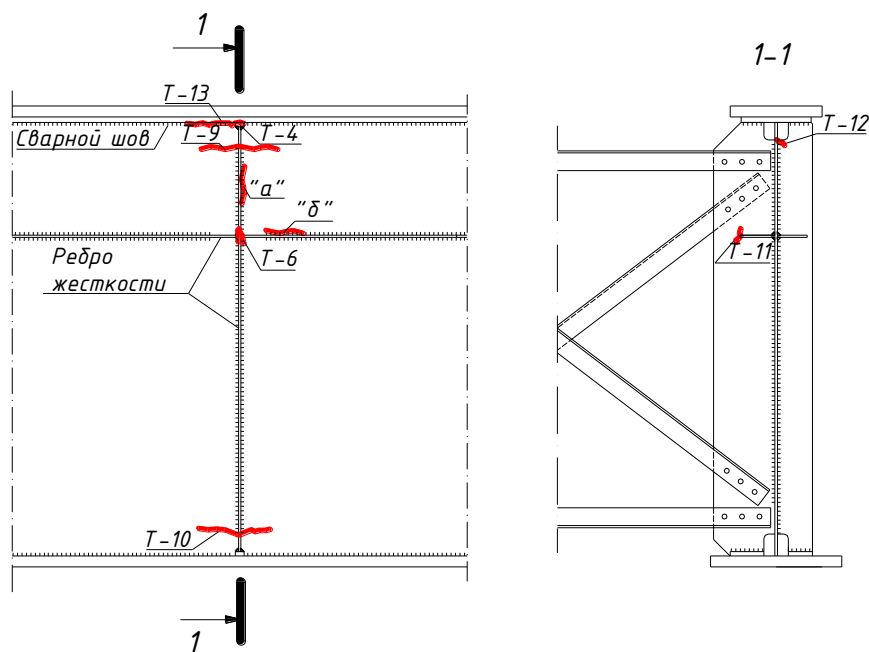


Рисунок 2 – Расположение усталостных трещин в сварном пролетном строении

Методика исследований

Поскольку наиболее распространенными трещинами являются трещины в вертикальных ребрах жесткости, то в качестве области для мониторинга напряженно-деформированного состояния была выбрана стенка балки вблизи обрывов сварных швов вертикальных ребер жесткости. Для проведения непосредственных измерений относительных деформаций был использован разработанный сотрудниками НИЛ «Мосты» СГУПС тензометрический комплекс «Тензор-МС» [3]. В качестве объектов исследований были выбраны сплошностенчатые пролетные строения: типовой проект (ТП) инв. № 821 ($L_p = 18,2$ м, $L_p = 23,0$ м, $L_p = 33,6$ м); ТП инв. № 563 ($L_p = 27,0$ м, $L_p = 33,6$ м); ТП инв. № 739 ($L_p = 33,6$ м); и решетчатые пролетные строения: ТП инв. № 690 ($L_p = 44,0$ м, $L_p = 55,0$ м, $L_p = 66,0$ м, $L_p = 87,5$ м). Расположение в верхней части балки тензометрических датчиков при обследовании показано на рис. 3. В нижней части балок датчики располагали аналогичным образом. Подобное размещение датчиков принято из предположения развития трещин в результате изгибных деформаций стенки балки по длине выкружки ребер жесткости [4, 5] и призвано фиксировать эти деформации. В процессе обследований сплошностенчатых пролетных строений измерения фактических деформаций производили у всех вертикальных ребер жесткости главных балок. При обследовании решетчатых пролетных строений измерения фактических деформаций производили у вертикальных ребер жесткости продольных балок проезжей части в первой панели.

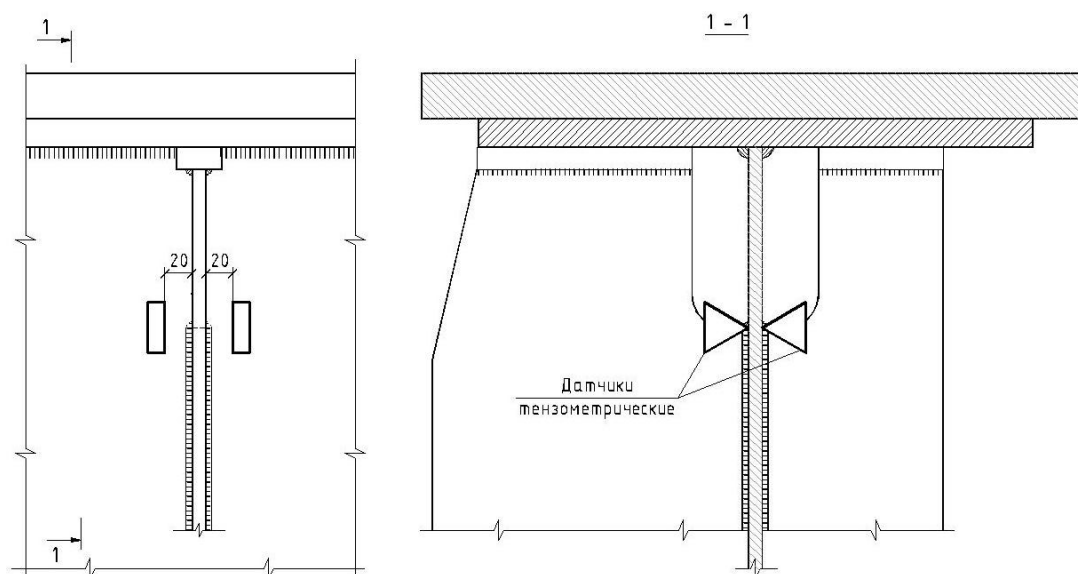


Рисунок 3 – Расположение тензометрических датчиков

В процессе обследований было выявлено, что существенное влияние на образование усталостных трещин по концам сварных швов вертикальных ребер жесткости оказывает наличие зазоров между этими ребрами и верхним поясом балки. С целью изучения этого явления и определения напряженного состояния по концам сварных швов были смоделированы балки с плотным прилеганием верхнего пояса к вертикальному ребру жесткости и с зазором равным 0,5 мм. Геометрические характеристики модели соответствовали характеристикам главных балок пролетного строения расчетным пролетом 23,0 м, выполненного по ТП инв. №821. В качестве внешней нагрузки было принято воздействие сосредоточенной силы величиной 25 т.

Результаты исследований

В результате обработки показаний, записанных тензодатчиками у вертикальных ребер жесткости, были выявлены следующие особенности работы балок пролетных строений:

- неплотное опирание плит безбалластного мостового полотна приводит к увеличению напряжений, действующих в стенке балки, в 6-8 раз по сравнению с напряжениями в стенке балки при плотном опирании (рис. 4);

- проход подвижной нагрузки, при непосредственном опирании мостового полотна на верхний пояс, вызывает местный изгиб из плоскости стенки балки на длине выреза ребра жесткости (местный изгиб стенки балки пролетного строения в поперечном направлении показан на рис. 5);

- зазоры в примыкании ребер жесткости к верхнему поясу балки приводят к увеличению амплитуд напряжений под обращающейся нагрузкой в 2-3 раза (рис. 6);

- величина напряжений, действующих в стенках балок у ребер жесткости, не зависит от расположения ребра жесткости по длине балки;

- цикличность напряжений создает проход каждой тележки состава;

- динамический коэффициент при движении подвижного состава по безбалластному мостовому полотну ниже, чем при движении по мостовому брусу примерно на 30%;

- циклы напряжений в стенке балки у нижнего конца сварного шва вертикального ребра жесткости имеют симметричный характер ($\rho=-1$), что создает условия для развития усталостных трещин.

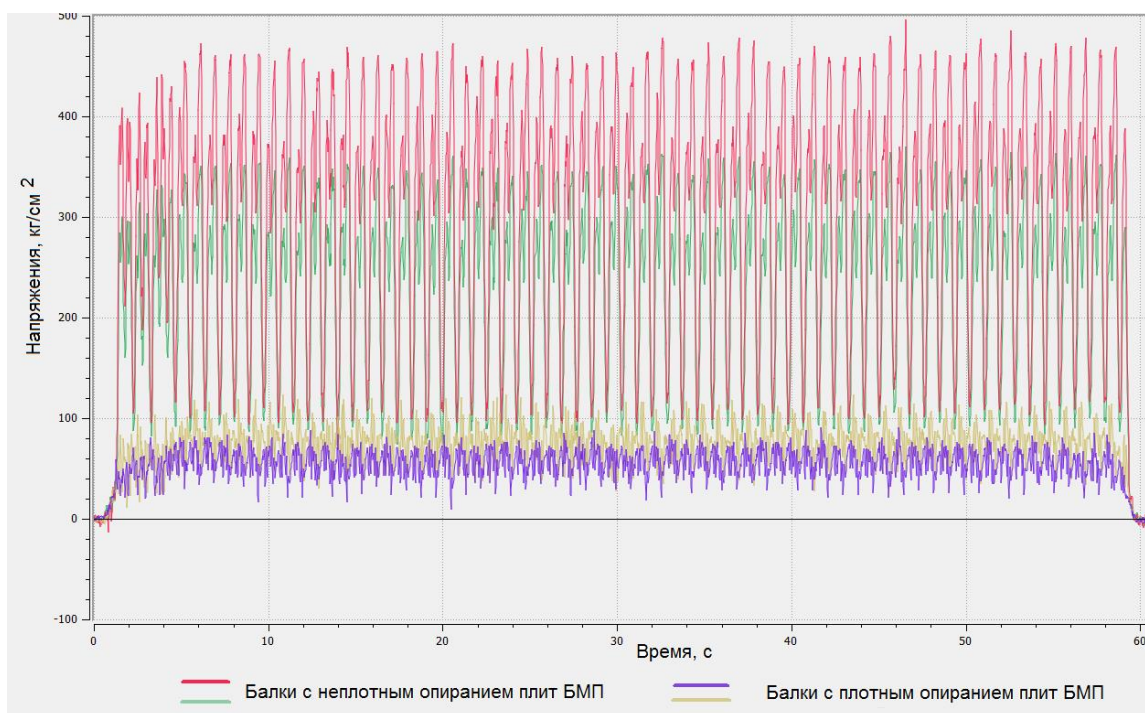


Рисунок 4 – Влияние плотности опирания плит БМП на напряжения в стенке балки у верхних концов сварных швов вертикальных ребер жесткости

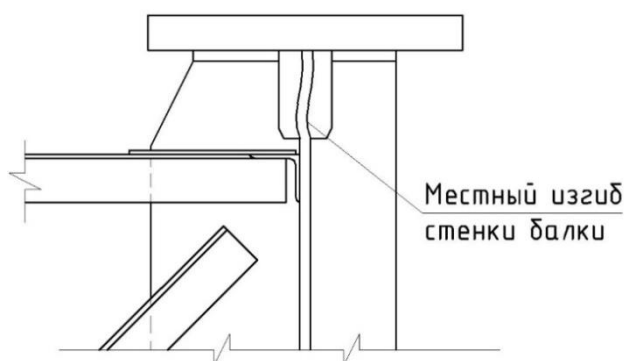


Рисунок 5 – Местный изгиб стенки балки на длине выреза ребра жесткости

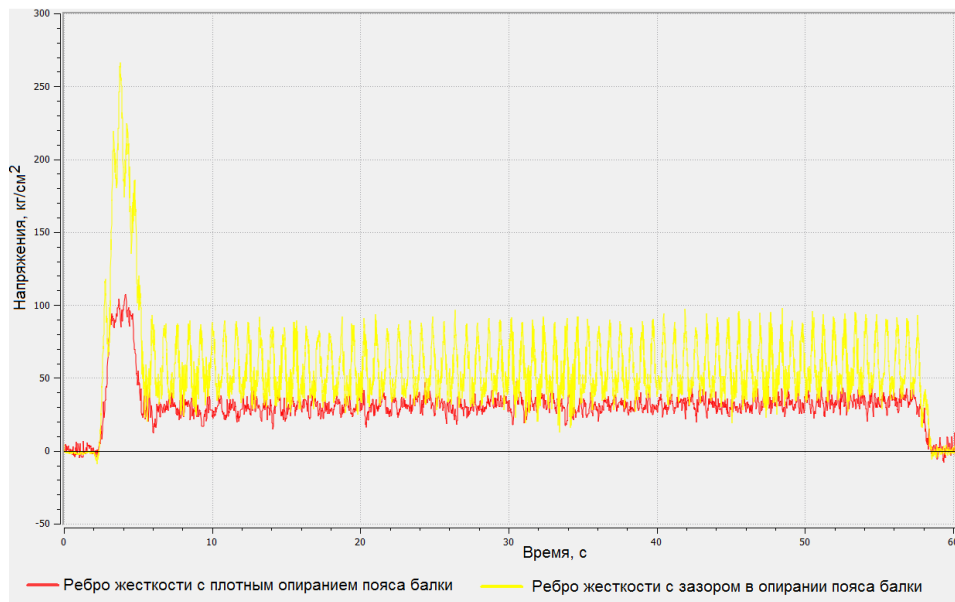


Рисунок 6 – Влияние зазора между поясом балки и ребром жесткости на напряжения в стенке балки у верхних концов сварных швов вертикальных ребер жесткости

В ходе обследований было отмечено отсутствие усталостных трещин в средних ребрах жесткости продольных балок проезжей части решетчатых пролетных строений. Было сделано предположение, что отсутствие усталостных трещин связано с наличием поперечных связей, присоединенных к средним ребрам жесткости. Измерения напряжений в стенке балки около среднего ребра жесткости показали меньшее количество циклов при проходе поезда по сравнению с соседним ребром жесткости, у которого отсутствовали поперечные связи. Циклограммы напряжений приведены на рис. 7.

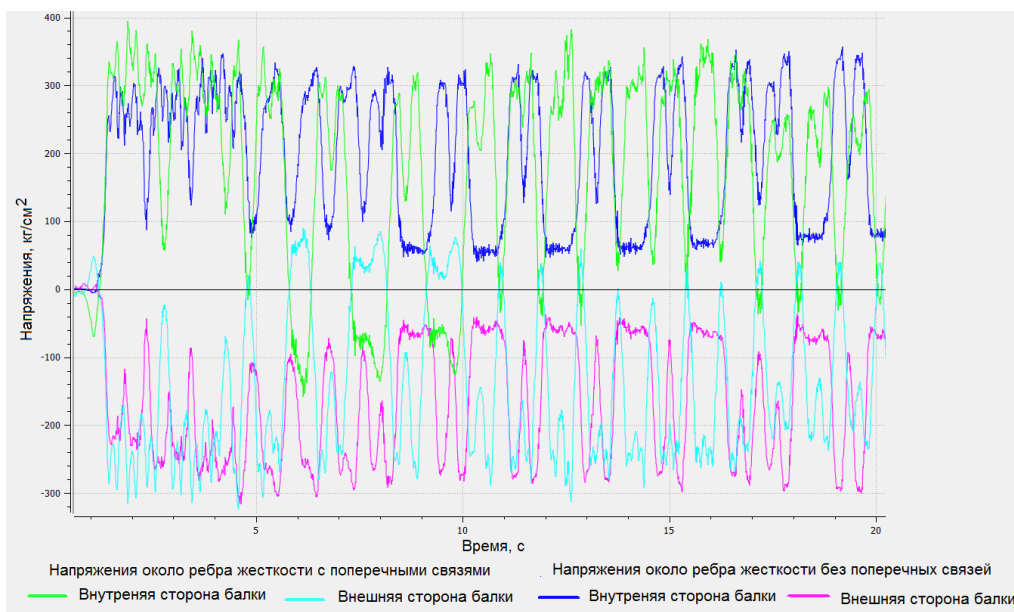


Рисунок 7 – Напряжения в стенке балки у ребер жесткости с поперечными связями и без них

По результатам расчета моделей с зазором 0,5 мм и без зазора между ребром жесткости и верхним поясом были построены графики изменения эквивалентных напряжений по высоте балки. На рис. 8 приведены эквивалентные напряжения по высоте балки на внешней и внутренней стороне стенки на расстоянии 20 мм от ребра жесткости.

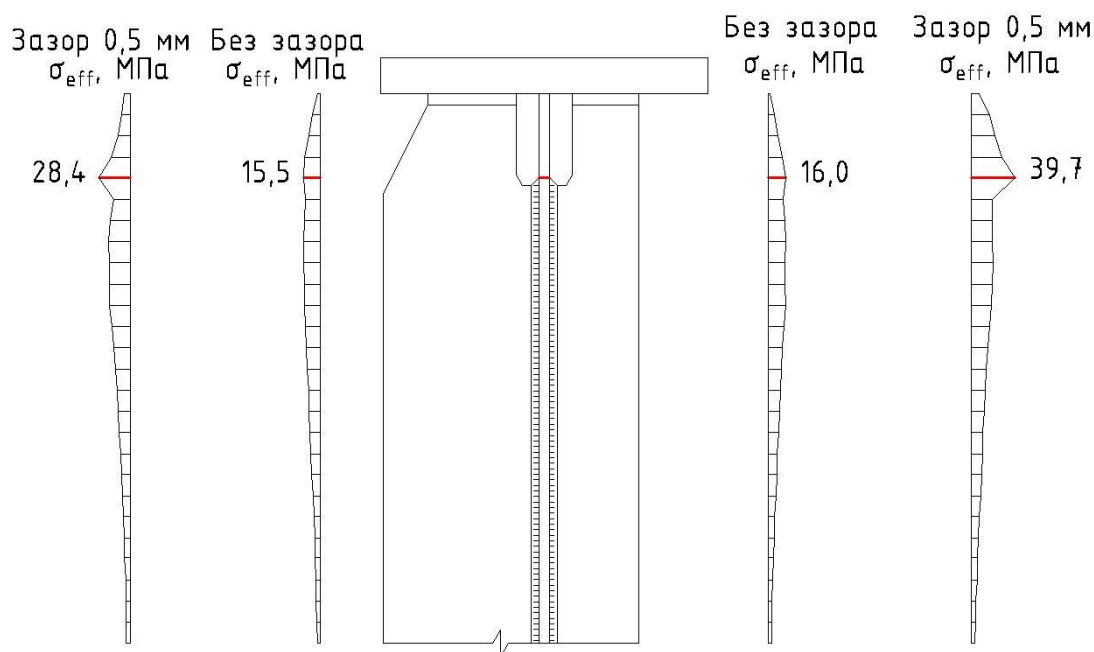


Рисунок 8 – Изменение эквивалентных напряжений по высоте балки на внешней и внутренней стороне стенки на расстоянии 20 мм от ребра жесткости

На рисунке видно, что, в среднем, напряжения, полученные при непосредственных измерениях, занимают промежуточное значение между моделью с зазором 0,5 мм и без зазора. На графиках хорошо видно увеличение напряжений в месте обрыва сварного шва и значительное увеличение напряжений при наличии зазоров между ребром жесткости и поясом балки. В случае плотного закрепления ребер жесткости в стенке балки отсутствуют изгибно-крутильные деформации по длине выреза ребра, что существенно снижает действующие напряжения и увеличивает долговечность подобных соединений.

Выводы

Исследования напряженно-деформированного состояния сварных узлов металлических пролетных строений показывают, что, при проходе подвижного состава, помимо общего изгиба главной балки в ее плоскости, возникает поперечный изгиб. Возникновение подобных деформаций связано с внецентренным воздействием подвижной нагрузки, так как расстояние между осями главных

балок у пролетных строений со сплошной стенкой, как правило, составляет 2 м, а ширина колеи 1520 мм. Кроме того, изгиб мостового бруса, от проезда каждой тележки, вызывает изгиб стенки в местах выкружки ребер жесткости по причине неплотного прилегания верхнего пояса балки к вертикальному ребру жесткости. Увеличение напряжений в стенке балки также может быть связано с неплотным опиранием мостового полотна на верхний пояс балок. При этом значительное увеличение напряжений происходит в элементах, работающих на местные воздействия.

ЛИТЕРАТУРА

1. Forrest P. Fatigue of metals. London, 1962. 354 p.
2. Указания по осмотру и усилению эксплуатируемых сварных пролетных строений. М.: МПС, 1990. 28 с.
3. Бокарев С.А. Малогабаритные автоматизированные системы для диагностики ИССО / С.А. Бокарев, А.Н. Яшнов, И.И. Снежков, А.В. Слюсарь // Путь и путевое хозяйство. – 2007. – № 9. – С. 25-26.
4. Бокарев С.А. Особенности и перспективы оценки остаточного ресурса сварных металлических пролетных строений железнодорожных мостов / С.А. Бокарев, К.О. Жунев // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. – 2017. – № 1. – С. 30–35.
5. Кирян В.И. Пути обеспечения нормативного ресурса пролетных строений мостов / В.И. Кирян, М.Г. Мальгин // Наука и прогресс транспорта. Вестник днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта. – 2011. – №39. – С. 55-60.

НОВОЕ ПОКОЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ С УПРАВЛЯЕМОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТЬЮ

Землянский Анатолий Андреевич¹, д.т.н., профессор
e-mail: zeml_aa@mail.ru

Царева Александра Павловна², студентка гр СЗС-51
e-mail: red_pyramidhead@mail.ru

Шарипов Рустам Равилевич³, студент гр. СЗС-51
e-mail: scharipovrustam140796@yandex.ru

¹⁻³ ФГБОУ ВПО Балаковский инженерно-технологический институт,
филиал НИЯУ «МИФИ», г. Балаково

АННОТАЦИЯ

В работе представлен обзор мирового опыта практического применения фундаментов-оболочек в реальном строительстве. Предложена новая конструкция многоволнового фундамента-оболочки с управляемой эксплуатационной надёжностью.

Ключевые слова: фундамент-оболочка; преднапряжение по грунту; управление эксплуатационной надёжностью.

A NEW GENERATION OF FOUNDATIONS WITH CONTROLLED BEARING CAPACITY

Zemlyansky Anatolij Andreevich¹, Ph. D., Professor
e-mail: zeml_aa@mail.ru

Tsareva Aleksandra Pavlovna², Student gr. SZS-51
e-mail: red_pyramidhead@mail.ru

Sharipov Rustam Ravilevich³, Student gr. SZS-51
e-mail: scharipovrustam140796@yandex.ru

^{1,2,3} Balakovo engineering and technology Institute,
Branch of National Research Nuclear University MEPhI, Balakovo

ABSTRACT

In work the review of world experience of practical application of the bases covers in real construction is presented. The new design of the multiwave base cover with operated operational reliability is offered.

Keywords: foundation shell; prestress on the ground; reliability management.

В новом веке с целью снижения материалоемкости, стоимости и сроков строительства различных зданий и сооружений всё более широкое применение на практике находят принципиально новые конструкции фундаментов в виде гиперболических параболоидов, пологих сферических и многоволновых параболических оболочек.

Положительный опыт практического применения указанных фундаментов-оболочек в реальном строительстве накоплен в настоящее время в США [1], Франции [2], Венгрии [3], Японии и в отечественной строительной сфере [4,5].

подавляющее большинство рассматриваемых в практике фундаментостроения оболочек конструируется в виде сжатых под эксплуатационной нагрузкой конструкций. Это обусловлено традиционным представлением о работе железобетона, в котором стальная арматура воспринимает растягивающие усилия, усадочные и температурные деформации. Бетон, в свою очередь, как и любой каменный материал, хорошо воспринимает сжимающие усилия, формирует геометрическую форму конструкции, обеспечивает её жёсткость и создает щелочную среду, в которой стальная арматура эффективно защищена от коррозии.

В условиях строительства подземных сооружений, как правило, не допускается образование трещин в бетоне, так как это может привести к скрытой коррозии арматуры и, в конечном счете, к потере несущей способности фундамента. Поэтому большинство фундаментов-оболочек в составе сплошных конструкций выполняются выпуклостью вниз в виде обратной арки с восприятием внешней нагрузки по контуру и, за счёт наличия реактивных давлений грунта, находятся в сжато-изогнутом состоянии (рис. 1).

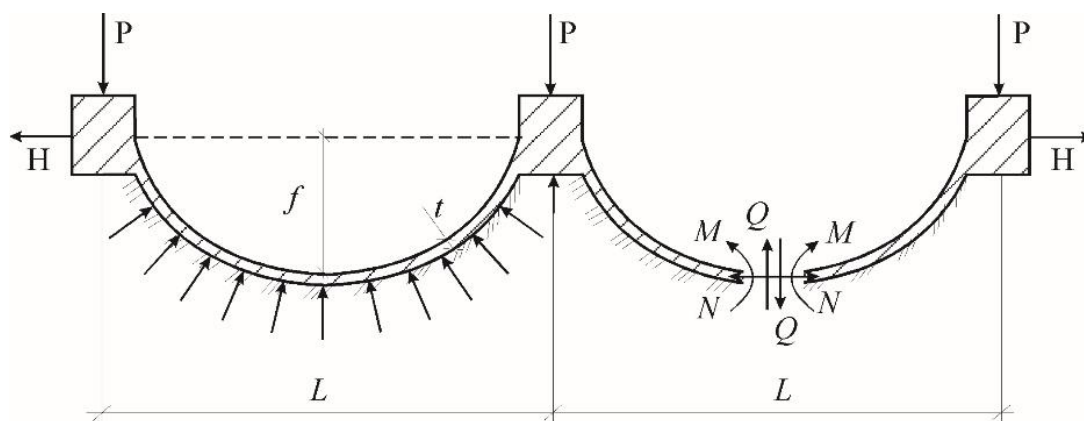


Рисунок 1 – Конструкция и напряжённо-деформированное состояние фундамента-оболочки выпуклостью вниз

При этом нежелательное в данном случае внутреннее усилие изгибающего момента можно уменьшить за счёт геометрических параметров конструкции, например: уравниванием кривизны оболочки, оптимальной стрелой подъёма, переменностью поперечного сечения и т.д. В этом случае, как правило, удаётся избежать появления трещин в бетоне, т.е. создать равнозначное напряжённое состояние в сечении и тем самым предотвратить коррозию стальной арматуры.

Однако фундаменты-оболочки, обращенные выпуклостью вниз, имеют ряд значительных недостатков, сдерживающих их массовое применение.

Во-первых, работа конструкции на сжатие предполагает определенную развитость сечения оболочки в силу возможной потери устойчивости. Так, отношение толщины оболочки t к пролету L составляет в среднем $1/20 - 1/25$ при стреле подъема f $1/2 - 1/5$ от пролета L . Таким образом, бетон не полностью реализует свою способность работы на сжатие, что влечёт за собой высокую материалоемкость конструкции.

Во-вторых, горизонтальный распор H , являющийся обязательным внутренним усилием при работе любой криволинейной конструкции, действует в верхней части фундамента, где не может быть воспринят поверхностным слоем грунта. Таким образом, необходимо предусматривать дополнительные затяжки либо усложнять конструкцию перекрытия подвальной части.

В-третьих, технология устройства выпуклой вниз поверхности с последующим устройством криволинейных арматурных каркасов и криволинейной опалубки настолько сложна, что сводит к нулю все преимущества фундамента-оболочки. Кроме того, при данной геометрии строительные работы могут значительно усложняться при атмосферных осадках (сбор воды на дне конструкции), что усложняет контролируемость качества бетонирования.

Подобные конструкции в составе сплошных фундаментов, но обращённые выпуклостью вверх, с точностью до обратного знака меняют напряжённое состояние фундамента-оболочки. Цилиндрическая оболочка в этом случае работает исключительно на растяжение, сферическая - преимущественно на растяжение, и лишь краевая к опорной части зона в кольцевом направлении испытывает сжатие. Опорные рёбра при цилиндрической оболочке работают на поперечный изгиб, при сферической – на сжатие. Распор в цилиндрической оболочке направлен внутрь конструкции и воспринимается изгибной жёсткостью рё-

бер и реактивным отпором грунта, в сферической оболочке распор замыкается в сжатие опорного контура, как показано на рис. 2.

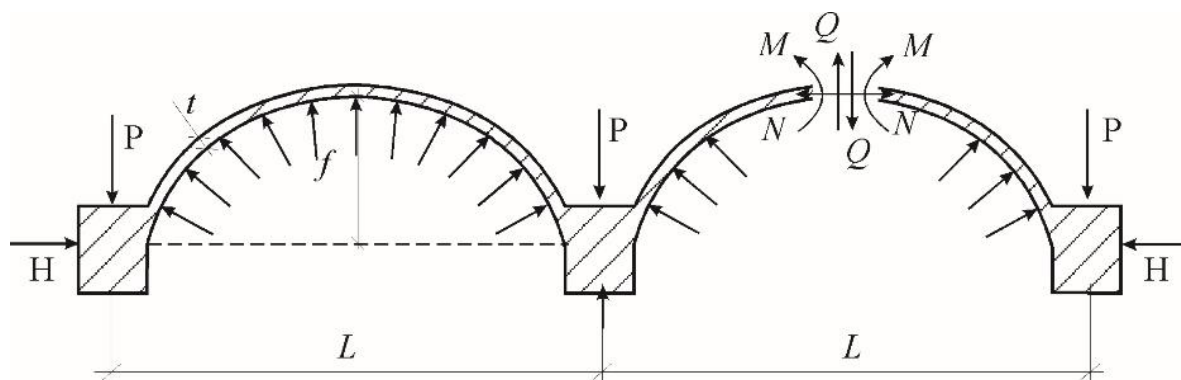


Рисунок 2 – Конструкция и напряжённо-деформированное состояние фундамента-оболочки выпуклостью вверх

Преимуществом фундаментов-оболочек, обращенных выпуклостью вверх, в составе сплошных фундаментов является следующее.

Во-первых, в силу работы на растяжение исключается появление предельного состояния, связанного с потерей устойчивости, что позволяет полностью использовать на прочность сечение оболочки, что существенно, в несколько раз, снижает необходимую толщину сечения и тем самым материалоемкость.

Во-вторых, уменьшение толщины сечения увеличивает гибкость конструкции и резко снижает величину изгибающих моментов в оболочке.

В-третьих, значительная часть распора в цилиндрической оболочке воспринимается грунтовым или искусственным основанием, которое в силу объёмного напряжённого состояния по причине восприятия контактных давлений от оболочки и горизонтальных усилий распора значительно снижает свою деформируемость и тем самым уменьшает общую осадку сооружения.

В-четвертых, технология устройства таких фундаментов достаточно проста, особенно при искусственных основаниях, которые формируются путём отсыпки любого минерального материала на горизонтальную поверхность.

В-пятых, если на вертикали вдоль опорных рёбер фундамента ввести систему горизонтального преднапряжения грунта, находящегося под оболочкой, до предельно-критического уровня, то общая несущая способность исследуемого фундамента резко увеличится, как за счёт обеспечения полного контакта грунтового массива с цилиндрической частью оболочки, так и за счёт переуплотнения грунта под оболочкой до необходимого уровня, как показано на рис.

3, что позволит создать ещё один новый класс фундаментов-оболочек с управляемой несущей способностью и эксплуатационной надёжностью [6].

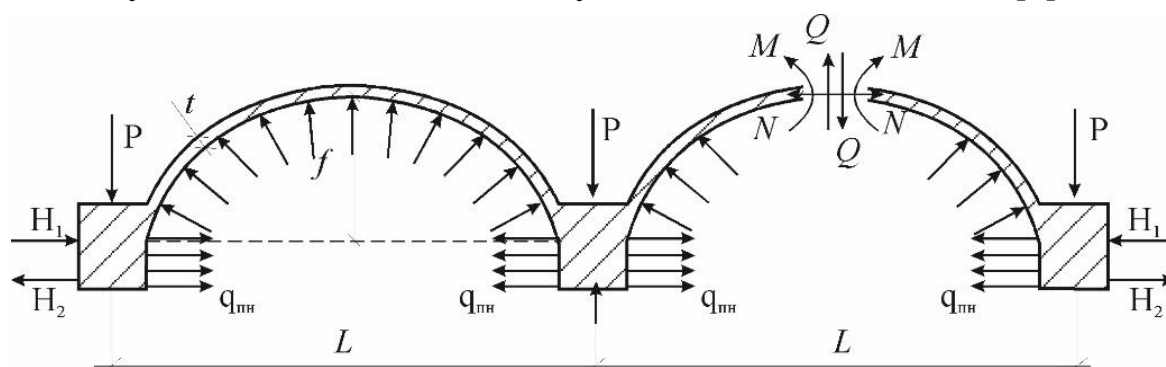


Рисунок 3 – Конструкция и напряжённо-деформированное состояние фундамента-оболочки выпуклостью вверх с преднапряжением по грунту

Единственным, но очень важным недостатком таких фундаментов, препятствующим их широкому внедрению до настоящего времени, являлась их склонность к трещинообразованию и, как следствие, к скрытой коррозии стальной арматуры. При широком использовании только стальной арматуры в работе растянутой зоне оболочки данное обстоятельство являлось непреодолимым препятствием в развитии таких фундаментов.

Данную эксплуатационную проблему, как показано в настоящей работе, можно решать путём использования специальной оцинкованной стальной арматуры, расширяющихся цементов, либо армирование оболочки дисперсным тонкомолотым стекловолокном. Однако все данные методы имеют свои недостатки конструктивного или технологического плана, которые должны быть подвергнуты критическому анализу при оценке потенциальной возможности дальнейшей своей реализации на практике.

Наиболее целесообразным направлением в решении имеющейся проблемы трещинообразования и коррозии арматуры в выпуклых вверх фундаментах-оболочках является применение в качестве арматуры неметаллических или композиционных материалов, стойких к действию окружающей среды. Из известных на сегодня разновидностей неметаллической арматуры являются: - арамидные пряди, стекловолокно, углеволокно – которое можно успешно использовать в качестве основного, либо вариантного армирования, в зависимости от конкретных климатических условий, конструктивной схемы и вида применяемой технологии возведения. Кроме отмеченного, в качестве несущей

мембраны могут эффективно использоваться широко применяемые в дорожном и трубопроводном строительстве так называемые геосетки.

Предварительно выполненные экспериментальные работы подтвердили возможность использования углеволокна в качестве армирования бетонных оболочек. При этом наиболее эффективно использование углеволокна в качестве внешней и внутренней арматуры в бетоне. К настоящему времени стоимость неметаллической арматуры из расчёта на единицу несущей способности лишь в 1,5 – 2 раза превышает стоимость стальной арматуры. Таким образом, использование неметаллической арматуры в выпуклых вверх фундаментах-оболочках позволяет на практике:

- снизить толщину бетона оболочки до $1/100 L$, где L - пролет оболочки, тем самым существенно, в несколько раз, снизить расход бетона по отношению к фундаментам-оболочкам, работающим на сжатие, и на порядок уменьшить расход бетона по отношению к плоским плитным конструкциям;
- исключить использование стальной арматуры в оболочке, сохранив её лишь в элементах опорного контура;
- снизить трудоёмкость работ за счёт исключения операций, связанных с установкой металлических сеток и каркасов;
- уменьшить транспортные расходы и подготовительные работы по доставке и обработке стальной арматуры;
- минимизировать выбросы вредных веществ при строительстве за счёт снижения сварочных работ и уменьшения общей трудоёмкости строительных работ;
- увеличить долговечность и надёжность фундамента за счёт использования неподвергающегося коррозии армирующего материала;
- предотвратить возникновение любых аварийных ситуаций с объектом, возведённым на исследуемых фундаментах-оболочках за счёт введения в оболочку специальных демпферных силовых элементов преднапряжения оболочки с управляемой деформационной способностью и жёсткостью.

В целом представленный материал позволяет создать новый класс фундаментов-оболочек с управляемой эксплуатационной надёжностью за счёт преднапряжения грунта в горизонтальном направлении непосредственно под оболочкой с целью его переуплотнения и повышения несущей способности возводимого фундамента.

ЛИТЕРАТУРА

1. Candela, F. The Shell Builder/ F. Candala. – N.Y.: Reinhold – Publishing Co, 1963.
2. Guerrin, A. Trate de beton arme. Tom 3/ A. Guerrin. – Paris Dunod, 1959/
3. Banerjee, S.P. Numerikal analisis of doubly curved shells/ S.P. Benerjee//IASS Symposium –Budapest, 1966.
4. Гончаров, Ю.М. Новая конструкция фундамента-оболочки для вечномерзлых грунтов/ Ю.М.Гончаров, Г.В. Шарапов, В.Г. Тарасюк//Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – №2 – С.13-16.
5. Рекомендации по расчету и проектированию фундаментов типа оболочек. – Свердловск: Уралпромстройниипроект, 1968.
6. Землянский А.А. Новые методы кольцевого армирования слабых грунтов при строительстве высотных зданий и сооружений/ Землянский А.А.// Тр. Междунар. конф. по геотехнике. Т.4: Развитие городов и геотехническое строительство – СПб., 2008г., с. 16-90.

ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ РАЗЛИЧНЫХ СИСТЕМ УПРАВЛЕНИЯ СОСТОЯНИЕМ ЭКОЛОГИЧЕСКИ ОПАСНЫХ ОБЪЕКТОВ

Землянский Анатолий Андреевич¹, д.т.н., профессор

e-mail: zeml_aa@mail.ru

Тарасова Елена Александровна², студентка гр. СТЗС-31

e-mail: Tarasova_1998@list.ru

Глебова Юлия Александровна³, студентка гр.СТЗС-31

e-mail: Juliaglebovaa@yandex.ru

^{1,2,3} ФГБОУ ВПО Балаковский инженерно-технологический институт,
филиал НИЯУ «МИФИ», г. Балаково

АННОТАЦИЯ

В статье представлен обзор и оценка эффективности различных систем управления напряженно деформированным состоянием экологически опасных объектов. Предложена новая система управления строительными объектами на основе применения фундаментов с управляемой эксплуатационной надежностью.

Ключевые слова: оценка эффективности систем управления; эксплуатационная надежность; система автоматического управления строительными объектами; экологически опасные объекты.

ASSESSMENT OF EFFICIENCY OF DIFFERENT SYSTEMS STATE MANAGEMENT ENVIRONMENTAL HAZARDOUS OBJECTS

Zemlyansky Anatolij Andreevich¹, Ph. D., Professor

e-mail: zeml_aa@mail.ru

Tarasova Elena Aleksandrovna², Student of gr. STZS-31

e-mail: Tarasova_1998@list.ru

Glebova Yuliya Aleksandrovna³, Student of gr. STZS-31

e-mail: Juliaglebovaa@yandex.ru

^{1,2,3} Balakovo engineering and technology Institute,
Branch of National Research Nuclear University MEPHI, Balakovo

ABSTRACT

The article presents an overview and assessment of the effectiveness of various control systems for the stress-strain state of environmentally hazardous objects. A new management system for construction objects was proposed based on the application of foundations with controlled operational reliability.

Keywords: evaluation of the effectiveness of control systems; operational reliability; automatic control system for building objects; environmentally hazardous objects.

Надежность, долговечность и безопасность эксплуатации резервуаров различного типа определяются как качеством их проектирования и монтажа, так и имеющимся техническим уровнем и культурой эксплуатации.

Проблема совершенствования системы управления эксплуатацией стальных резервуаров приобрела сегодня повышенную актуальность. Над ней в настоящее время работают ряд научных организаций: ОАО «ВНИИ Монтажспецстрой», ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова», ГУНГ им. И. М. Губкина и другие. Проводятся международные конгрессы, международные конференции и симпозиумы, посвященные проблемам резервуаростроения. В 1995 г. Международный симпозиум «Производство и качество конструкций резервуаров» проводился в г. Саратове, в 2010 г. в Польше, в 2015 в г. Уфе.

Стремление управлять конструкциями исторически присуще искусству строительства. Но методы управления использовались, главным образом, на стадии создания и возведения конструкций (например, приданием строительного подъема, предварительным напряжением, поиском эффективной формы и т. д.) и почти не использовались на стадии их эксплуатации.

В большинстве работ последующих лет по организации мониторинга и управления надежностью инженерных сооружений выполненных как отечественными, так и зарубежными учеными (Е.А. Егоров, С.С. Семенец, Н.В. Дворянчиков, А.А. Шейн, D. Dietrich, W. Kastner, T. Sauter, H. Kranz) [1, 2, 4, 6, 8, 9], в которых авторами предлагаются практически однотипные варианты организационной структуры создания технических систем управления надежностью резервуаров, основанных на рациональной системе обследования и эффективной системе опережающего ремонта.

При этом структура предлагаемых упрощенных и элементарных систем «управления» состоит из четырех основных элементов, в состав которых входят:

- блок визуального и инструментального обследования строительных конструкций РВС;
- блок аналитических расчетов и оценки НДС резервуара;
- блок планирования и выполнения необходимых ремонтных работ, направленных на повышение эксплуатационной надежности РВС;
- блок оценки качества и экономической эффективности выполненных ремонтных работ.

Все рассмотренные системы управления, по мнению авторов, являются только «пассивными», так как в большинстве случаев они лишь частично оптимизируют традиционные системы плановых обследований и ремонта объекта, что позволило авторам предложить так называемые «активные» методы управления эксплуатационной надежностью и напряженно-деформированным состоянием нефтеналивных резервуаров на основе организации активного мониторинга НДС несущих и ограждающих конструкций РВС и создания специальных строительных конструкций с управляемой несущей способностью. Проблема активного управления строительными конструкциями должна охватывать все этапы существования строительного объекта, включая этап проектирования, возведения и эксплуатации.

С позиций эволюции техники переход строительных конструкций на уровень управляемости, в том числе и в автоматическом режиме, следует рассматривать как закономерный и более совершенный этап их развития. В технике, например, в авиа-, судо-, ракетостроении управление конструкциями в процессе их эксплуатации давно стало практически возможным и эффективным.

На современном этапе развития идеи управления все глубже проникают в строительное конструирование. В начале 60-х годов Е. Фрейсине (1960), а затем Л. Цейтлин (1965) высказали идею создания систем автоматически управляемых строительных конструкций САУ и предложили примеры проектов уникальных сооружений с их применением.

Разработке теории автоматического управления и решению прикладных задач посвящены работы Н.П. Абовского, Я.М. Айзенберга, Г.А. Амирьянца, А.И. Власова, Ю.А. Воловика, А.А. Воронова, Г.В. Воронцова, Ю.В. Гайдарова., К.В. Егорова, М.А. Ковырягина, М.З. Коловского,

А.А. Красовского, В.М. Овсянко, И.Г. Овчинникова, Б.И. Петрова, Я.З. Цыпкина, А.С. Шаталова, Ю.В. Шубина и др. [1, 2, 3, 5, 7, 8, 9].

Среди иностранных ученых, занимающихся вопросами теории и практической реализации активного управления различными системами, необходимо отметить К. Острема и Б. Виттенмарка, Т.Т. Soong, G.R. Manolis, J.N. Yang, L.L. Chung, A.M. Reinhorn, W. Zuk, J.T.R. Yao, R.G. White, D. Karnopp, H.S. Tzon, S.I. Tseng, G.P. Gibbs, C.R. Fullenz, N. Tanaka и др. [4].

Разработка проекта управления НДС строительных конструкций требует привлечения качественно новых подходов и углубления системных принципов в деятельности проектировщика. В настоящее время практически отсутствует методология создания и проектирования САУ НДС объектов и конструкций в их составе. Существуют лишь отдельные предложения для такой методики, хотя в ряде работ накоплен богатый практический опыт создания типовых САУ, который обобщен и положен в основу теории автоматического управления, но не переработан на САУ НДС строительных конструкций.

В работах Е.И. Беленя, А.А. Воеводина, Ю.В. Гайдарова, Н.Н. Стрелецкого изложены методы проектирования преднапряженных строительных конструкций, которые после внесения коррективов могут быть положены в основу разработки САУ НДС. В работах В.В. Бирюлева в неразрезных балочных конструкциях и фермах напряжения регулируются заданием вынужденного смещения опор в процессе монтажа.

Однако в настоящее время систематизированные базовые научные принципы создания САУ НДС строительных конструкций в современной научной литературе практически не освещены, кроме таких единичных работ как работы Абовского А.П., Балагушкина В.Н., Совченкова В.И. и Маргук Н.И. [1, 2, 4], поэтому данный вопрос особенно применительно к таким экологически опасным объектам, как ядерные энергоблоки и атомные электростанции, высотные и уникальные здания и сооружения, нефтеналивные резервуары большого объема является актуальным и требующим серьезных экспериментально-теоретических исследований как в области создания специальных строительных конструкций с управляемой несущей способностью, так и в области создания всей архитектуры активной системы управления НДС и эксплуатационной надежностью крупных резервуаров.

В настоящее время имеется положительный опыт проектирования системы активного управления эксплуатационной надежностью строительных объектов на примере крупноразмерных резервуаров для хранения углеводородов, который представлен в работе [10]. При этом авторами настоящей работы разработаны и защищены патентами на изобретение основные принципы автоматического управления уровнем эксплуатационной надежности ядерных и экологически опасных объектов. Создано новое поколение фундаментов с преднапряжением по грунту, без использования внешних энергетических источников и с обеспечением активного управления уровнем эксплуатационной надежности и деформируемости наземного объекта. Разработана принципиально новая и инновационная система активного мониторинга НДС несущих и ограждающих конструкций ядерных, высотных или экологически опасных строительных объектов с возможностью оценки не только действующего напряженно-деформированного состояния, но и остаточных напряжений возникших в материале в ходе возведения объекта. Кроме того, авторами настоящей работы разработана система активного армирования слабых грунтов, позволяющая снизить ожидаемые деформации слабого грунтового основания более чем в 40 раз, что подтверждено многочисленными экспериментальными работами выполненными как в лабораторных, так и в полевых условиях, что свидетельствует о высокой актуальности и практической востребованности полученных материалов. При этом предложенная система активного кольцевого армирования позволяет на практике целенаправленно и эффективно выправлять различные крены и неравномерные деформации, возникшие в ходе эксплуатации технически сложных и экологически опасных инженерных объектов

В целом рассматриваемое научное направление - создание системы активного управления эксплуатационной надежностью ответственных и уникальных строительных сооружений, является по нашему мнению очень актуальным и перспективным в плане повышения безопасности и надежности ядерных, высотных, экологически опасных и технически сложных строительных объектов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абовский Н.П. Управление конструкциями с использованием ЭВМ: Учебное пособие / Н.П. Абовский, Г.А. Залялеева, В.И. Палагушкин / КИСИ. Красноярск, 1995. 94 с.
2. Абовский Н.П. Разработка конструкций нового типа с автоматическим управлением напряженно-деформированного состояния / Н.П. Абовский, В.И. Палагушкин // Пространственные конструкции в Красноярском крае: Сб. науч. тр. / КрасГАСА. Красноярск, 1998. С. 35-47.
3. Бесекерский В.А. Руководство по проектированию систем автоматического управления / В.А. Бесекерский. – М.: Высшая школа, 1983.- 293с.
4. Дитрих Д. Система автоматизации зданий / Д. Дитрих, В. Кастнер, Т. Саутер, О.Е. Назамутдинов; Пер. с нем под ред. О.Б. Низамутдинова, М.В. Гордеева. – Пермь: Изд-во Пермского гос. техн. ун-та. Пермь, 2001. – 378 с.
5. Землянский А.А. Мониторинг и управление надежностью зданий и сооружений различного назначения / А.А. Землянский // Промышленное и гражданское строительство. – М., 2004. №9. – С. 39.
6. Овчинников И.Г. Прочностной мониторинг инженерных конструкций / И.Г. Овчинников // Архитектура и строительство Беларуси. – 1994. №5-6. – С. 21-25.
7. Овчинников И.Г. Прочностной мониторинг металлических резервуарных конструкций и его информационное сопровождение / И.Г. Овчинников, А.П. Денисова, А.А. Шеин // Проблемы прогнозирования надёжности и долговечности металлических конструкций и методы их решения. – СПб., 1995. – С. 173-176.
8. Палагушкин В.И. Активное управление строительными конструкциями при статических и вибростатических воздействиях / В.И. Палагушкин. – Красноярск, 2002. – 198 с.
9. Палагушкин В.И. Разработка систем автоматического управления напряженно-деформированным состоянием строительной конструкции / В.И. Палагушкин // Проблемы архитектуры и строительства: Сб. матер. XX региональной научн.-техн. конф. / КрасГАСА. Красноярск, 2002. С. 47-48.
10. Землянский А.А. Принципы конструирования и экспериментально-теоретические исследования крупногабаритных резервуаров нового поколения / Землянский А.А. – г. Саратов: Изд-во СГТУ, 2005.

ОПЫТ ОБСЛЕДОВАНИЯ МНОГОЭТАЖНЫХ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

Иванов Сергей Ильич¹, старший научный сотрудник, к.т.н.

e-mail: 5378018@mail.ru

Болгов Андрей Николаевич², заместитель заведующего лабораторией, к.т.н.

e-mail: 200651@mail.ru

^{1,2} АО «НИЦ «Строительство» (<http://www.cstroy.ru/>), г. Москва

АННОТАЦИЯ

В статье описываются результаты дефектоскопии железобетонных конструкций типового многоэтажного крупнопанельного здания. Цель работы – выявление категории технического состояния здания. Работа выполнялась согласно требований ГОСТ 31937-2011.

Визуальное обследование выполнялось для 100% конструкций, выявлялись дефекты и повреждения, назначались участки для инструментального обследования.

Инструментальное обследование включало: съемку фактического положения несущих стеновых панелей и определение отклонений от разбивочных осей геодезическими методами; выборочный контроль толщины и прочности раствора швов платформенных стыков неразрушающими методами.

По результатам геодезической съемки были выявлены отклонения несущих панелей от разбивочных осей в 6 -27 раз превышающие предельно допустимые СП70.13330.2011 значения. Средняя осадка фундаментной плиты соответствовала требованиям СП22.13330.2011, неравномерность осадок – превышала предельно-допустимую величину СП22.13330.2011.

При контроле параметров швов платформенных стыков было выявлено увеличение толщины до 2,5 раз, снижение прочности на 25%.

Для анализа влияния выявленных дефектов на работу здания был выполнен поверочный расчет несущей способности. Расчет выполнялся методом конечных элементов. Расчетная модель создавалась с помощью инструмента «СТЫК» программы САПФИР. Отклонения стен «в плоскости» моделировались смещением на выявленное отклонение, отклонение «из плоскости» моделировалось с помощью «жестких вставок». По результатам расчетов было уста-

новлено, что: несущая способность монолитных конструкций, а также средних сечений сборных стен – обеспечена; несущая способность платформенных стыков – не достаточна, требуется усиление стыков. Наибольшее влияние на снижение несущей способности оказали (в порядке значимости): отклонение по толщине швов, геометрические отклонения и связанное с ним перераспределение усилий, снижение прочности раствора швов.

Ключевые слова: обследование крупнопанельных зданий; дефекты; анализ влияния дефектов, рекомендации по ремонту.

EXPERIENCE OF THE EXAMINATION OF MULTI STORAGE LARGE-PANEL BUILDINGS

Ivanov Sergey Ilitch¹, PhD,

e-mail: 5378018@mail.ru

Bolgov Andrey Nikolaevich², Deputy Head of the Laboratory, PhD,

e-mail: 200651@mail.ru

^{1,2} Joint Stock Company «RESEARCH CENTER OF CONSTRUCTION»

(<http://www.cstroy.ru/>), Moscow

ABSTRACT

The article describes the results of defectoscopy of reinforced concrete structures of a typical multi-storey large-panel building. The purpose of the work is to identify the category of technical condition of the building. The work was carried out in accordance with the requirements of GOST 31937-2011.

Visual inspection was carried out for 100% of the structures, defects and damages were detected, areas for instrumental examination were assigned.

Instrumental survey included: survey of the actual position of load-bearing wall panels and determination of deviations from the centering axes by geodetic methods; selective control of the thickness and strength of the mortar joints of platform joints by non-destructive methods.

According to the results of geodetic survey, deviations of non-carrying panels were revealed: from the centering axes in 6-27 times exceeding the maximum allowable value of SP70.13330.2011 values. The average sediment of the base plate was in accordance with the requirements of SP22.13330.2011, uneven sediment - exceeded the maximum allowable value of SP22.13330.2011.

When monitoring the parameters of the joints of the platform joints, an increase in thickness was found up to 2.5 times, a decrease in strength by 25%.

To analyze the effect of the identified defects on the work of the building, a verification calculation of the bearing capacity was carried out. The calculation was carried out by the finite element method. The calculation model was created using the tool «JUMP» of the SAPPHIRE program. The deviations of the walls «in the plane» were modeled by a shift to the revealed deviation, the deviation «from the plane» was modeled with the help of «hard inserts». According to the results of the calculations it was found that: the bearing capacity of monolithic structures, as well as the average cross-section of prefabricated walls, is ensured; bearing capacity of platform joints is not sufficient, reinforcement of joints is required. The greatest impact on the reduction in bearing capacity was (in order of importance): deviation in the thickness of seams, geometric deviations and associated redistribution of forces, reducing the strength of the joint solution.

Keywords: survey of large-panel buildings; defects; analyze the effect of defects; recommendations for repair.

Лабораторией железобетонных конструкций и контроля качества НИИЖБ им. А.А. Гвоздева в 2010-2018 годах выполнялись обследования несущих конструкций крупнопанельных зданий, возводимых, эксплуатируемых и ремонтируемых в России и Казахстане.

Рассмотрим наиболее характерные результаты обследования на примере одного из зданий, возведенных в Московском регионе в 2017-2018 годах. Здание – 25-и этажное, фундаментная плита, конструкции подвального и 1-го этажей – из монолитного железобетона.

Методика обследования зданий принималась согласно действующих нормативных и рекомендательных документов [1, 7, 9]. Перечень контролируемых при обследовании параметров был условно разделен на 4 группы:

1. геодезические отклонения (осадки основания, смещения и крены несущих конструкций);
2. контроль геометрических параметров швов;
3. контроль прочности раствора швов;
4. дефекты и повреждения.

По результатам обследования были выявлено:

— наибольшие отклонения несущих стен: от разбивочных осей – 217 мм (предельно – допустимое значение 8 мм [5]); от вертикали для несущих панелей стен - 58 мм (предельно допустимая величина 10 мм [5]); от вертикали для несущих стен на всю высоту здания - 220 мм (предельно допустимая величина 50 мм [5]). При этом средняя осадка фундаментной плиты составила 18 см, что соответствовало требованиям [4], неравномерность осадок превышала 0,005, что превышало предельно допустимую величину [4].

— фактическая толщина швов в платформенных стыках составила от 4 до 50 мм при проектной толщине 20 мм;

— фактическая прочность швов соответствует марке М150 вместо проектной М200;

— дефекты и повреждения (в виде трещин и сколов в сборных элементах, участки низкого качества сварных швов), не грозящие в момент обследования опасностью разрушений конструкций, но могущие в дальнейшем вызвать повреждения других элементов и узлов или при развитии повреждения представлять опасность разрушения конструкций.

Отклонения от разбивочных осей сооружений башенного типа, возводимых последовательным наращиванием в условиях неравномерной осадки основания рассмотрены в работе [10]. В работе сделан вывод о том, что рассматриваемые «отклонения нельзя отнести к известным в настоящее время упруго-пластическим и температурным деформациям, а также к дефектам производства». Искривление оси представлено как результат компенсации крена сооружения за счет наращивания по вертикали. Как показали исследования, «при допустимых значениях крена фундамента отклонение оси от прямой линии может превысить допуск на целый порядок».

Схема возникновения смещений стен крупнопанельного здания в горизонтальном направлении относительно разбивочных осей показана на рис. 1. Каждый последующий этаж монтируется без нарушения допусков по смещению.

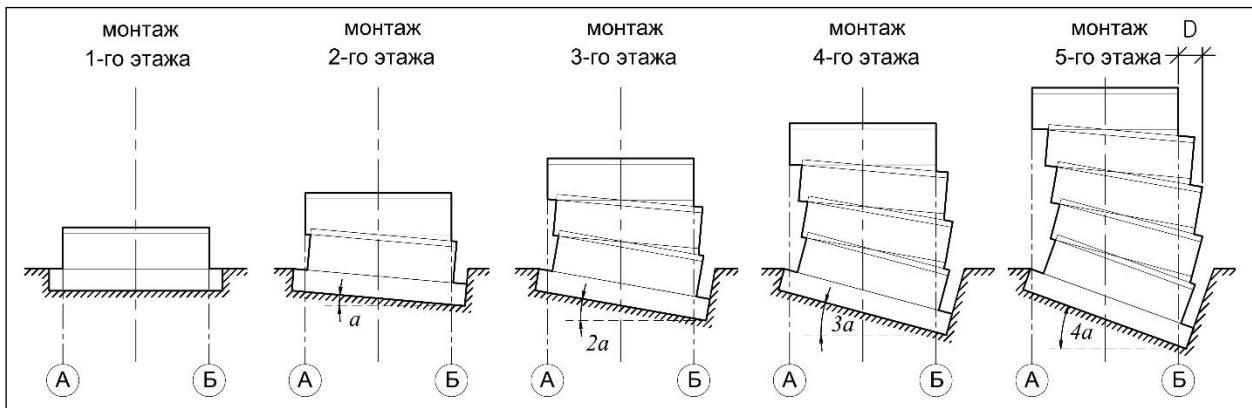


Рисунок 1 - Схема горизонтальных смещений стен относительно разбивочных осей

По мере увеличения этажности относительное приращение нагрузки уменьшается, уменьшается и приращение неравномерности осадок. В результате ось здания искривляется в виде параболы (рис. 2). Грузовая площадь вертикальных элементов со стороны «выгиба» увеличивается, что приводит к увеличению напряжений в элементах со стороны «выгиба» по сравнению с принятыми при проектировании.

Схематически увеличение грузовой площади показано на рис. 2.

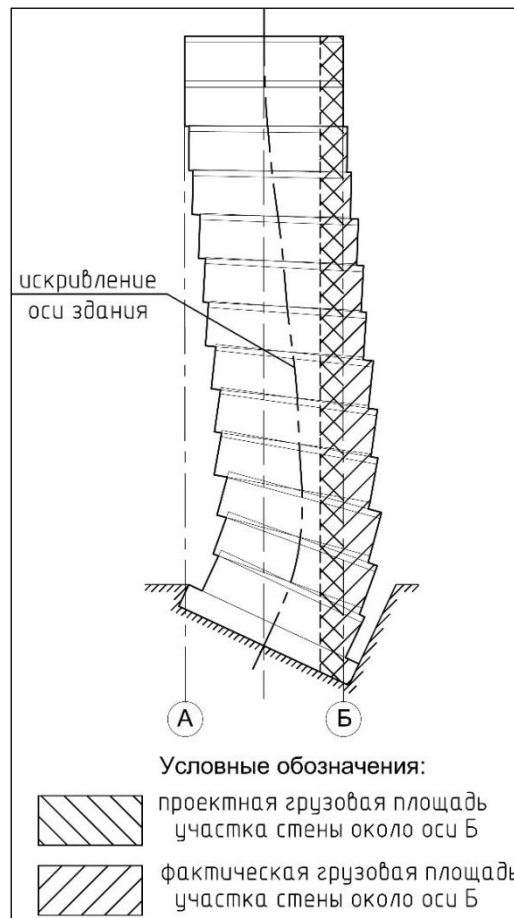


Рисунок 2 - Схема грузовой площади при смещении

Таким образом, выполнение исполнительной съемки смонтированного этажа перед монтажом следующего этажа не позволит выявить горизонтальные отклонения от разбивочных осей. Показанное на рис. 2 искривление оси здания позволяет выявить только исполнительная съемка, выполняемая после завершения возведения здания и стабилизации осадок основания здания.

По результатам поверочных расчетов установлено, что увеличения напряжений в уровне нижних этажей вследствие искривления оси здания может достигать 20-30% относительно значений, определенных без учета искривления.

Сечения стеновых панелей, как правило, проектируются с запасом по несущей способности и не требуют усиления, даже с учетом искривления оси здания. Однако горизонтальные стыки панелей проектируются с меньшим запасом и могут оказаться перегруженными при учете искривления здания.

В рассматриваемом 25-ти этажном здании горизонтальные стыки панелей были выполнены как платформенные стыки, и по результатам расчетов оказались перегруженными. При этом перегруженные стыки располагались как в сопряжении с монолитной частью здания (нижние стыки стен 2-го этажа), так и в местах изменения ширины сечения стеновых панелей (нижние стыки стен 4-го и 16-го этажей).

Ширина швов платформенных стыков определялась примерно для 25% всех стыков. Измерялась ширина нижних (в основании стен) и верхних (в уровне потолка типового этажа) швов. Анализировались средние значения, определяемые: для пилонов - по пяти значениям, измеренным по ширине пилона; для стен по пяти значениям, измеренным на длине шва около 1,5 метров. Распределение полученных значений представлено на рис. 3.

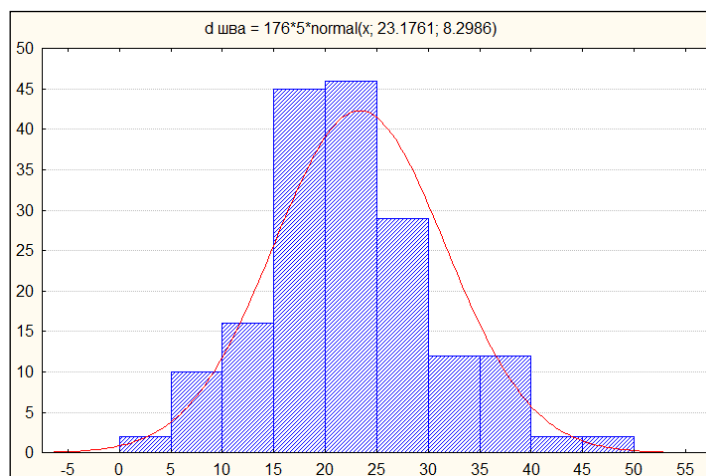


Рисунок 3 – Распределение значений фактической толщины швов в платформенных стыках

Было установлено, что толщина швов может отличаться в 2,5 раза от проектного значения. Фактическое распределение значений соответствует нормальному закону распределения. Поэтому для учета фактической толщины стен при выполнении поверочных расчетов было рекомендовано учитывать величину шва, определенную с обеспеченностью 0,95 определяемую по формуле:

$$\delta_{\text{шва}} = \delta_{\text{ср}} + t_{\alpha} * \sigma, \quad (1)$$

где: $\delta_{\text{ср}}$ – среднее значение толщины шва, мм;

σ – стандартное отклонение значений толщин шва;

t_{α} – коэффициент Стьюдента.

Учет толщины швов платформенных стыков на несущую способность выполняется с помощью коэффициентов η_m , определяемых согласно [8]. Расчет значения коэффициента η_m для стен толщиной 200 мм из бетона класса В40 представлен на рис. 4. На рисунке по оси x приведено отношение фактической толщины шва к принятой при проектировании d .

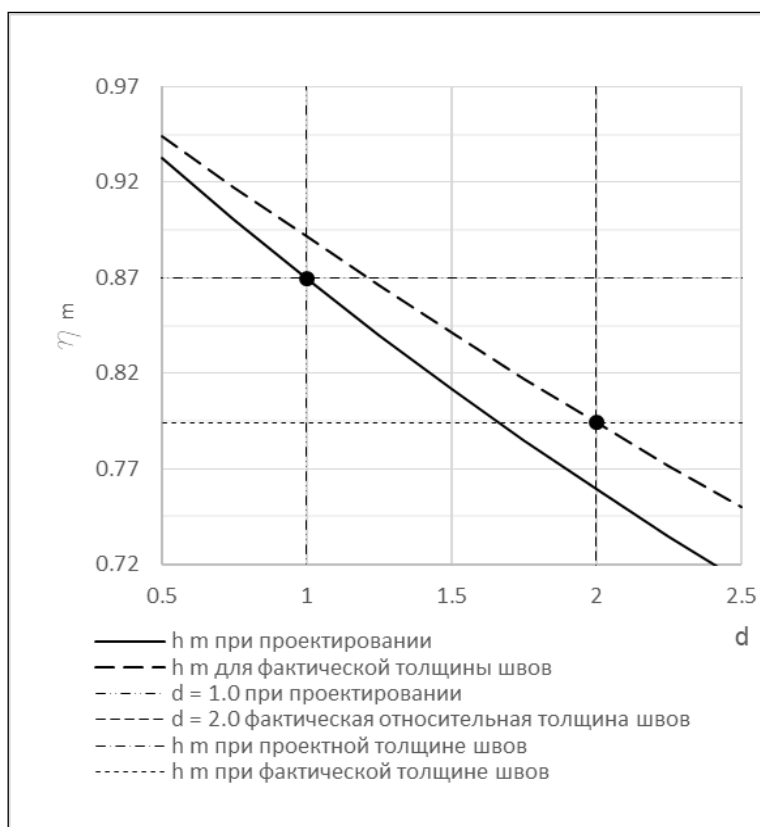


Рисунок 4 - Зависимость несущей способности платформенного стыка от толщины шва для стены 200 мм

Из рисунка следует, что при изменении фактической относительной толщины шва в 2 раза относительно принятой при проектировании величины, несущая способность уменьшится в $0,87/0,82 = 1,06$ раз.

Согласно требований действующих нормативных документов, прочность раствора определяется по контрольным кубам, «изготовленным на месте замоналичивания» [5, п. 6.9.9], указаний по хранению кубов нет.

Однако условия набора прочности раствора в стыках могут значительно отличаться от стандартных заводских условий и условий набора прочности контрольных кубов. Например, возведение рассматриваемого 25-и этажного здания выполнялось около года, часть здания (нижняя и верхняя четверть высоты здания) возводилась в холодный период года. При этом прочность раствора в конструкции может отличаться от прочности контрольных образцов раствора.

Определение фактической прочности раствора выполнялось неразрушающими методами по [2]: были применены метод ударного импульса (с использованием «Молотка Шмидта») и метод упругого отскока (с использованием прибора ИПС-МГ4.03). Сначала испытывались участки швов в конструкции, затем из швов отбирался раствор, изготавливались образцы и испытывались по [3]. По результатам испытаний были построены градуировочные зависимости по методике [2], приведенные на рис. 5. Было установлено, что статистические характеристики градуировочной зависимости для метода ударного импульса не соответствуют требованиям [2]. Градуировочная зависимость для метода упругого отскока не имела значений в среднем диапазоне прочностей (13-16 МПа). Поэтому определение прочности выполнялось с использованием коэффициента совпадения K_c для метода ударного импульса, определяемого по [2, Приложение Ж].

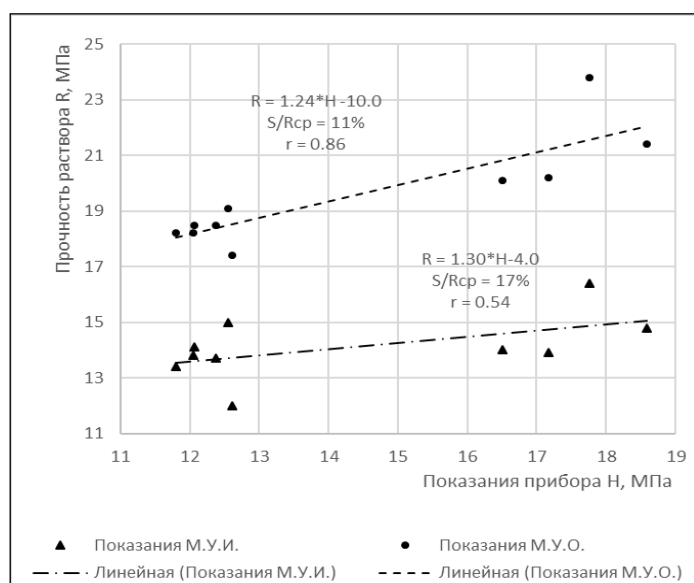


Рисунок 5 - Градуировочные зависимости для метода ударного импульса (М.У.И.) и метода упругого отскока (М.У.О.)

По результатам контроля неразрушающими методами было установлено, что прочность раствора соответствует марке М150, что составляет 75% проектной прочности.

Зависимость прочности платформенных стыков от прочности раствора представлена на рис. 6. На рисунке на оси x приведено отношение фактической прочности к проектной, на оси y приведено отношение прочности платформенного стыка с фактической прочностью раствора к прочности при проектной прочности раствора. Графики построены для различной толщины стен (t) и толщины шва (t_m).

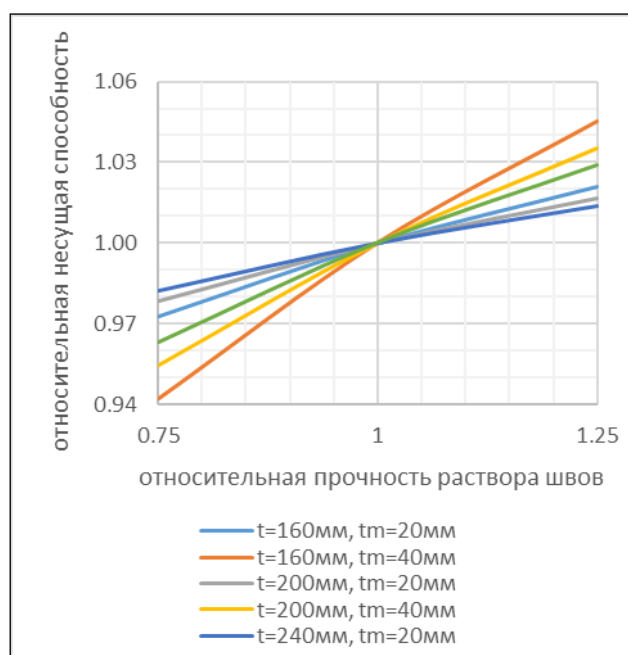


Рисунок 6 - Изменение несущей способности платформенного стыка в зависимости от изменения прочности раствора

Из рисунка следует, что при уменьшении прочности раствора на 25% несущая способность ПС уменьшается на 3-6%, в зависимости от толщины стен.

Коэффициент влияния толщины и прочности швов ПС рассчитывается по формуле [8, (27)]:

$$\eta_m = 1 - \frac{(2 - t_m / b_m) t_m / b_m}{1 + 2R_m / B_w}, \quad (2)$$

где t_m – расчетная величина толщины растворного шва;

b_m – расчетная ширина растворного шва;

R_m – средняя прочность растворного шва;

B_w – класс бетона стен.

Результаты расчета коэффициента снижения прочности платформенного стыка k в зависимости от толщины стены с учетом снижения проектной прочности раствора представлены на рис. 7.

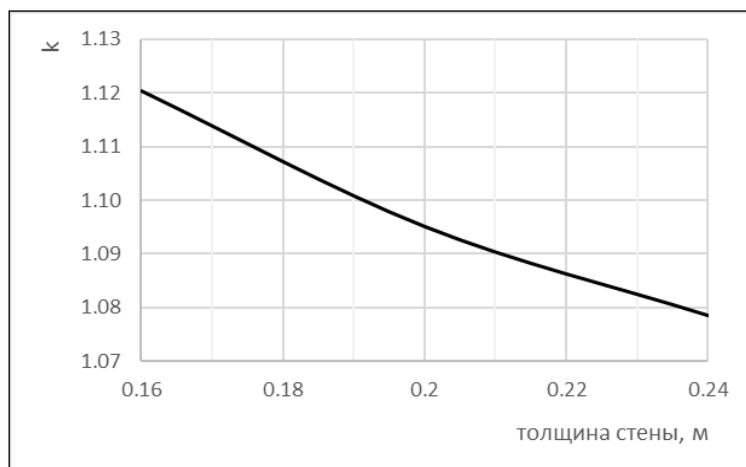


Рисунок 7 - Снижение несущей способности платформенных стыков с учетом фактической толщины и прочности раствора

Из рисунка следует, что снижение прочности платформенных стыков с учетом фактической прочности раствора и толщины швов составило от 8 до 12% в зависимости от толщины стен.

С учетом выявленного влияния параметров швов рекомендуется для наиболее нагруженных сечений, расположенных в уровне нижних этажей и местах изменения сечений стен, толщину и прочность определять для 100% швов.

Для решения вопроса о ремонте или усилении конструкций с выявленными при обследовании отклонениями от проекта следует разделять дефекты и повреждения [6]. Однако при обследовании готового крупнопанельного здания не всегда возможно определить причину повреждения и стадию (до или после монтажа) его возникновения, поэтому все отклонения были отнесены к «дефектам».

С учетом выявленных отклонений был выполнен поверочный расчет несущей способности стен и платформенных стыков с перекрытиями. Было установлено, что несущая способность средних сечений несущих панелей обеспечена, несущая способность примерно 20% платформенных стыков – не достаточна. В наиболее нагруженных стенах платформенные стыки оказались перегружены в 1,4 раза.

Вопрос усиления платформенных стыков был рассмотрен в работе [11]. Причина усиления – низкое качество заполнения раствором вертикальных швов и уменьшение размеров площадок опирания. Усиление выполнялось нагнете-

нием ремонтного состава в незаполненные швы. Ни причины усиления, ни метод усиления не подходили к рассматриваемому случаю, поэтому был предложен другой метод усиления.

Для усиления платформенных стыков было предложено усиление в виде стальных пластин, стянутых шпилькой (рис. 8).

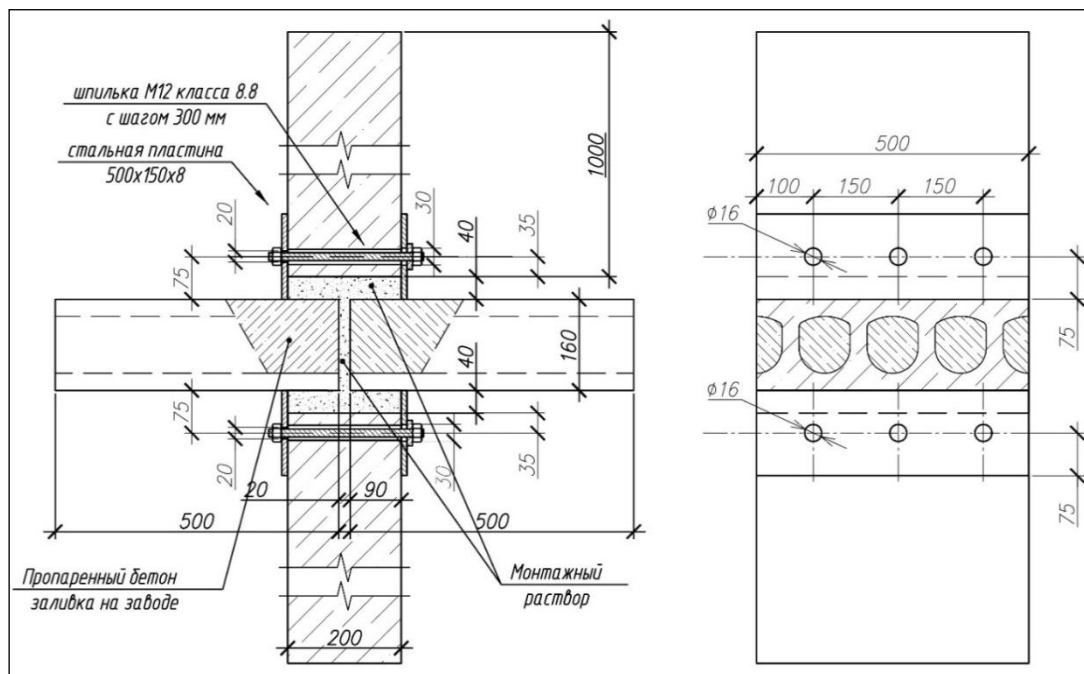


Рисунок 8 - Схема усиления платформенного стыка

Для проверки работоспособности предложенного усиления были изготовлены натурные образцы и выполнено испытание стыков до разрушения (рис. 9).



Рисунок 9 - Испытание образцов усиленных платформенных стыков

Было установлено, что предложенное усиление увеличивает несущую способность платформенных стыков на 15%.

Для более перегруженных стыков было рекомендовано выполнить усиление путем увеличения опорной площадки в платформенном стыке путем устройства симметричных железобетонных обойм, поперечная арматура которых заделывается на химических клеевых составах в бетон существующих стеновых панелей.

По результатам работы был разработан проект усиления платформенных стыков. Основные технико-экономические показатели проекта усиления, определенные на 1000 м³ строительного объема усиливаемого здания составляют: расход бетон – 2,3 м³, расход арматуры – 133 кг, расход прокатной стали – 48 кг.

Выводы

1. Наибольшее влияние на несущую способность вертикальных конструкций крупнопанельных зданий оказывают геометрические отклонения, связанные с неравномерной осадкой фундаментов, нарушения геометрии и прочности раствора швов платформенных стыков.

2. Геодезические отклонения следует контролировать после завершения возведения и стабилизации осадок.

3. Для наиболее нагруженных сечений рекомендуется выполнять 100% контроль прочности и геометрии швов.

4. Прочность раствора рекомендуется определять неразрушающими методами, из которых наиболее предпочтителен метод ударного импульса.

5. При выполнении поверочных расчетов рекомендуется учитывать толщину швов платформенных стыков, определенную по формуле (1) с учетом статистической изменчивости.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.
2. ГОСТ 22690-2015 Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля
3. ГОСТ 5802-86 Растворы строительные. Методы испытаний
4. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений
5. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции

6. СП 349.1325800.2017 Конструкции бетонные и железобетонные. Правила ремонта и усиления
7. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений
8. Пособие по проектированию жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). Вып. 3. Конструкции жилых зданий
9. Нелепов А. Р. Методология обследований, оценки состояния, надежности и реконструкции зданий: Монография / А.Р. Нелепов. - Омск : Изд-во Наследие. Диалог-Сибирь, 2002. - 809 с.; ISBN 5-8239-01-02-X
10. Осинский Б.В. Разработка геодезических методов определений кривизны вертикальных осей сооружений башенного типа, ДК, Ленинград, 1983
11. Соколов Б.С. Никитин Г.П. Усиление платформенных стыков панелей крупнопанельных зданий. // Жилищное строительство. - 2014. - № 5. - С. 52-53. - ISSN 0044-4472

НАБЛЮДЕНИЕ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ СПУТНИКОВЫМИ МЕТОДАМИ

Казанцев Александр Игоревич¹, к.т.н., ассистент

e-mail: kazantsev.aleksander@gmail.com

Кузин Антон Александрович², к.т.н., доцент

e-mail: antonkuzin89@mail.ru

Вальков Вячеслав Александрович³, к.т.н., доцент

e-mail: parliament-20@ya.ru

¹⁻³ ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский горный университет»,
г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

Рассматриваются вопросы мониторинга мостовых переходов с применением глобальных навигационных спутниковых систем (ГНСС). Рассмотрена технология определения координат точек дифференциальным методом спутниковых наблюдений. Приводится описание инструментального комплекса для проведения непрерывного мониторинга деформаций мостового перехода через реку Малая Нева в Санкт-Петербурге. Разработана технологическая схема обеспечения мониторинга моста. Приведены результаты наблюдений. Исследован вопрос о применении глобальных навигационных спутниковых систем при мониторинге мостовых переходов. По результатам исследований были построены диаграммы изменения пространственного положения верхней площадки пилона и середины руслового пролёта под воздействием нагрузки от автотранспорта в тестовом режиме и в режиме полной загрузки моста. Определены направления дальнейших исследований, необходимых для прогнозирования технического состояния мостовых переходов.

Ключевые слова: геодезический мониторинг; мостовой переход; глобальная навигационная спутниковая система; деформации.

SATELLITE-BASED TECHNIQUES FOR MONITORING OF BRIDGE DEFORMATIONS

Kazantsev Aleksandr Igorevich¹, PhD, Assistant Lecturer
e-mail: kazantsev.aleksander@gmail.com

Kuzin Anton Aleksandrovich², PhD, Associate Professor
e-mail: antonkuzin89@mail.ru

Valkov Vyacheslav Aleksandrovich³, PhD, Associate Professor
e-mail: parliament-20@ya.ru

¹⁻³ Saint Petersburg Mining University, St. Petersburg

ABSTRACT

The issues of bridge monitoring using Global Navigation Satellite System (GNSS) are considered. A technology of determining point coordinates by the differential method of satellite observations is discussed. The measuring complex for continuous monitoring of deformations of the bridge across the Malaya Neva River in St. Petersburg is described. The technological scheme of bridge monitoring is developed. The results of observations are presented. The issue of applying global navigation satellite systems in bridge monitoring is investigated. Based on the study results, diagrams of the spatial position of the upper pylon site and the middle of the channel span were drawn taking into account vehicle loads in the test mode and in the full workload mode. Further research directions necessary for forecasting the technical state of the bridge are determined.

Keywords: geodetic monitoring; bridge; Global Navigation Satellite System; deformations.

Введение

Нормативные методики наблюдений за деформациями зданий и сооружений ориентированы на измерения горизонтальных и вертикальных перемещений традиционными методами наблюдений. При реализации этих методов используют теодолиты, электронные тахеометры и фототеодолиты.

В нормативном документе ГОСТ 24846-2012 [1], также указывается, что допускается определять координаты опорных пунктов при помощи спутниковой системы глобального позиционирования (GPS, ГЛОНАСС). В этом случае точность определения координат опорных пунктов должна быть не хуже, чем точность заданного класса горизонтальных перемещений.

В статье рассматриваются вопросы мониторинга мостовых переходов с применением глобальных навигационных спутниковых систем (ГНСС), использование которых не регламентировано в приведённом ГОСТе.

Для автоматизированного и непрерывного мониторинга состояния зданий и сооружений применяют глобальные навигационные спутниковые системы – это системы, которые позволяют определять пространственные координаты местоположения приёмника путём получения и обработки сигналов, идущих со спутника.

Определение координат по наблюдениям за спутниками возможно следующими методами:

1) Абсолютный метод – метод, при котором координаты получают путём приёма сигнала со спутников одним приёмником. Координаты вычисляются методом засечки на искусственные спутники Земли (ИСЗ), положение которых известно в системе координат спутника.

2) Дифференциальный метод. Приём сигнала со спутника осуществляется не менее чем двумя приёмниками, один из которых расположен на опорном пункте, координаты которого известны. В результате наблюдений на опорном пункте формируются поправки за разность координат, вычисленных из наблюдений, и известных координат. Эти поправки передаются на приёмник, находящийся на определяемом пункте. В этом методе обеспечивается решение в реальном времени.

3) Относительный метод, когда выполняются одновременные наблюдения на опорном и определяемом пунктах с их совместной обработкой. В этом методе определяется вектор, который соединяет опорный и определяемый пункты, называемый «вектор базовой линии».

Измерения выполняются как кодовые, так и фазовые. Дифференциальный и относительный методы на порядок точнее абсолютного (ошибки на уровне см и меньше). В каждом из методов могут выполняться измерения в режиме статики (приёмники стационарны) и кинематики (один приёмник стационарный, другой перемещается). В режиме статика повышается точность за счёт накопления данных на станции. Относительный метод определения координат по фазовым измерениям является наиболее точным и используется в геодезии наиболее часто. Измерения в режиме кинематика позволяет получать

траекторию движения объекта, на котором установлен подвижный приёмник – ровер.

Главное преимущество мониторинга с применением ГНСС относительно других методов наблюдений – это непрерывный характер сбора информации, что возможно в режиме реального времени и в режиме пост-обработки измерений. Классические методы наблюдения за деформациями предполагают проведение измерений с различным интервалом, например, ежегодно, раз в половину года, ежеквартально, ежемесячно и т. д. Альтернативой такой периодичности являются наблюдения с использованием ГНСС. Помимо непрерывности сбора информации преимуществом спутникового метода определения координат является оперативность получения результатов наблюдения, высокая точность, малые габариты оборудования и независимость от погодных условий.

При использовании спутникового оборудования для наблюдения за долгосрочным и непрерывным мониторингом деформаций сооружений суточные или сезонные эффекты однозначно выявляются как фоновый шум в числовых диаграммах, в графическом и табличном выражениях. Очень важно установить с какой частотой вести запись данных. Например, для высотных зданий частота записи данных может быть очень высокой (первые секунды и даже доли секунды), но для плотин она может быть намного ниже (первые минуты). Высокие частоты целесообразно использовать для начала захвата динамических деформаций у сооружений типа высоких зданий и мостов с длинными пролётами при длительном мониторинге. Запись данных с низкой частотой лучше подойдёт для медленно и импульсивно деформирующихся сооружений, например, дамбы с земляным заполнением, регистрация оползневых явлений [2].

Накопленный опыт использования ГНСС для определения деформаций свидетельствует о том, что наиболее эффективным способом повышения точности измерений является дифференциальный метод определения координат. На сегодняшний день разработано и опробовано большое количество различных способов дифференциальных измерений [3-7].

Отсутствие четких требований и рекомендаций по мониторингу деформаций сооружений с применением ГНСС, предопределяет актуальность исследований, направленных на разработку системы наблюдений за деформациями мо-

стового перехода, позволяющей прогнозировать техническое состояние сооружения.

Методика

В настоящее время геодезический мониторинг состояния зданий и сооружений с применением глобальных навигационных спутниковых систем становится всё более распространённым. Ранее отмечалось, что главной особенностью данного метода наблюдения является непрерывный характер сбора данных, что позволяет выявить воздействие различных факторов на эксплуатационные характеристики объекта. В связи с этим, перед введением в эксплуатацию мостового перехода через реку Малая Нева в Санкт-Петербурге (рис. 1) было принято решение провести суточный мониторинг с использованием спутникового оборудования в тестовом режиме с нагрузкой и без неё.



Рисунок 1 - Мост через реку Малая Нева в городе Санкт-Петербург

Характеристики моста следующие: длина моста без учёта подходов 923 метра, ширина 44 метра, высота U-образного пилона 44 метра.

Целями мониторинга мостового перехода являлись:

- определение пространственного положения элементов конструкции моста и изменение их в течение суток;
- определение геометрических параметров элементов конструкции и выявление причины их изменения;
- в случае превышения геометрическими показателями предельно допустимых значений выдать предупреждение проектной организации.

В ходе геодезического мониторинга проводилось определение пространственного положения спутниковых приемников, закрепленных на элементах

моста, передача, обработка и накопление данных производилось в непрерывном режиме в течение 24 часов.

При проектировании работ по мониторингу был учтён опыт аналогичных работ в процессе эксплуатации Большого Обуховского моста [8]. Структуру системы геодезического мониторинга можно разделить на два блока: блок сбора данных и блок обработки и анализа поступающей информации. В общем виде технологическую схему обеспечения мониторинга можно представить в следующем виде (рис. 2).

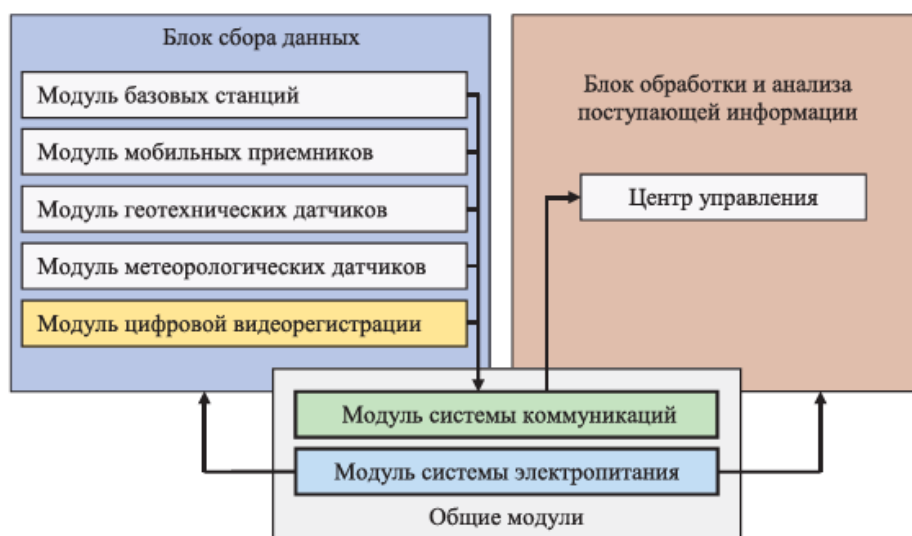


Рисунок 2 - Технологическая схема обеспечения мониторинга

Такое проектное решение позволяет получать, перерабатывать и анализировать данные непрерывно и в реальном времени. Посредством модуля базовых станций, в виде двух приёмников, устанавливаемых на пункты геодезической разбивочной основы, формируют дифференциальные поправки и передают через модуль коммуникации на контрольные приёмники. Базовая станция работает непрерывно в течение всего процесса наблюдения и включает в себя, помимо спутникового приёмника, источник питания и молниеотвод.

Постоянно действующая базовая станция управляется посредством контроллера и специального программного обеспечения, она работает автономно и не требует присутствия оператора.

Места установки базовых станций в процессе проектирования выбираются исходя из следующих требований: обеспечение стабильности положения приёмника; отсутствие препятствий для обзора неба; отсутствие объектов вблизи базовой станции, способных быть причиной переотражения сигнала, принимаемого со спутника; отсутствие вблизи базовой станции приборов, создающих

электрическое поле, во избежание помех; наличие источника надёжного электропитания; обеспечение охраны дорогостоящего оборудования.

Модуль контрольных приёмников представлен системой спутниковых приёмников, закреплённых на контрольных точках, которые принимают сигналы со спутников и дифференциальные поправки, формируемые базовыми станциями. С их помощью вычисляются изменения пространственных координат контролируемых точек. В модуль также входит блок питания и оборудование для закрепления приёмника.

Метеорологические датчики выполняют сбор и передачу данных о температуре воздуха и элемента конструкции, давлении, направлении и скорости ветра, влажность. В состав модуля входят также оборудование для фиксации и передачи информации.

Система видеонаблюдения обеспечит данными о транспортном потоке и позволит составить зависимость изменения контролируемых элементов моста от его нагрузки.

При мониторинге использовались спутниковые приёмники Leica GS14. По одному контрольному приёмнику устанавливалось на середине руслового пролёта и на верхней площадке пилона. И по одной базовой станции устанавливалось на два пункта геодезической разбивочной основы на разных берегах (рис. 3).

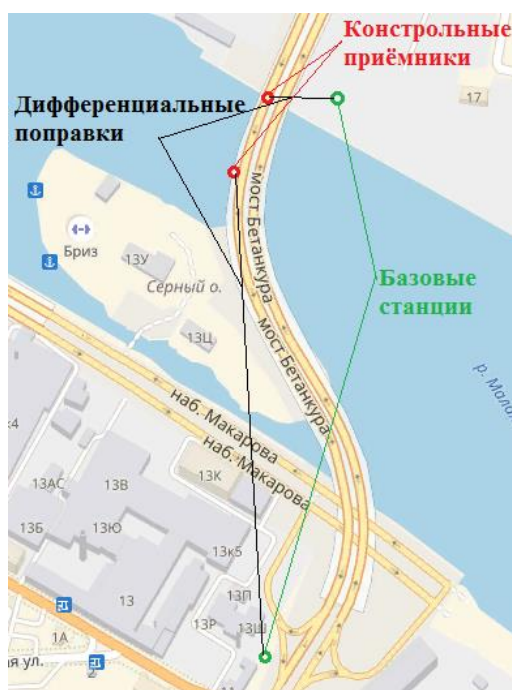


Рисунок 3 – Схема положения приемников

С учётом того, что в пролёте колебания происходят с высокой частотой при движении транспорта, эпоха измерений спутниковым приёмником на нём устанавливалась 0.05 с. На пилоне эпоха измерений выбиралась равной 1 с. Метеорологические измерения выполнялись с интервалом 30 минут.

Результаты

В результате постобработки были получены координаты определяемых точек в каждую эпоху измерений с 8.00 13 мая по 8.30 14 мая 2018 года местной системе координат МСК-1964 Санкт-Петербург и Балтийской системе высот 1977 года. Переход к Балтийской системе высот осуществлялся по локальной модели геоида, созданной для объекта на этапе изысканий для строительства. Запуск приёмников произвели в 8.00 утра по московскому времени. С 9.00 утра по мосту запустили первый поток машин в тестовом режиме. С 18.00 мост открылся для всех автомобилистов. Из полученного массива данных были выявлены максимальные и минимальные значения координат контрольных точек (табл. 1). СКО положения контрольных пунктов в плане составило 3 мм, по высоте – 5 мм.

Таблица 1 – Максимальные и минимальные значения координат контрольных точек

Место установки контрольного приёмника	Координата	Максимум, м	Минимум, м	Диапазон изменения координат, м
Верхняя площадка пилона	x	96682.135	96682.067	0.068
	y	110890.148	110890.103	0.045
	H	64.371	64.310	0.061
Середина руслового пролёта	x	96599.614	96599.565	0.049
	y	110864.090	110863.995	0.095
	H	20.124	19.975	0.149

Из табл. 1 видно, что амплитуда колебаний верхней площадки пилона моста вдоль оси x в 1.5 раза больше, чем по оси y и колеблется в пределах 6.8 см. По высоте амплитуда колебаний не превысила 6.1 см. Для середины пролёта амплитуда колебаний вдоль оси y почти в 2 раза больше, чем по оси x и находится в пределах 9.5 см. Колебания середины пролёта не превысили 15 см. Все показатели колеблются в пределах допустимых проектных значений.

На рис. 4 приведены графики зависимости воздействия нагрузки от автотранспорта на положение контролируемых конструкций.

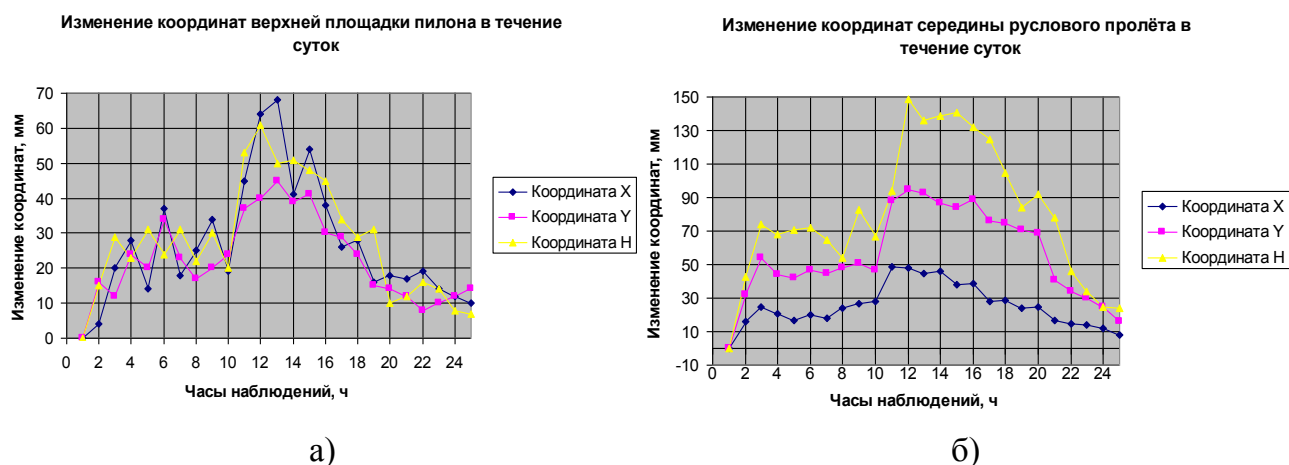


Рисунок 4- а) Изменение координат верхней площадки пилона в течение суток; б) – изменение координат середины руслового пролёта в течение суток

Из графиков видно, что наибольшее изменение пространственного положения контролируемых элементов приходится на момент открытия моста для общего пользования. Скачкообразное изменение пространственного положения конструкций показывает, что после воздействия нагрузки, конструкция стремится к своему исходному положению.

Полученные данные можно использовать при дальнейшем прогнозировании технического состояния мостового перехода в зависимости от рабочей нагрузки.

Заключение

Исследован вопрос о применении глобальных навигационных спутниковых систем при мониторинге мостовых переходов. Рассмотрена технология определения координат спутниковыми методами. По результатам исследований были построены диаграммы изменения пространственного положения верхней площадки пилона и середины руслового пролёта под воздействием нагрузки от автотранспорта в тестовом режиме и в режиме полной загруженности моста. Выявлены амплитуды колебаний контролируемых элементов и установлено их соответствие проекту.

Исследование деформаций сооружений спутниковыми методами достаточно зарекомендовало себя по той причине, что определения можно выполнять непрерывно, в любую погоду с достаточно высокой точностью и процесс анализа информации, получаемой с приёмника не требует большого штата ра-

ботников. На рынке представлено множество специализированных программных продуктов, которые способны в автоматическом режиме следить за состоянием объекта и оповещать инженера, в случае необходимости, о критических значениях показателей деформации. Недостатком мониторинга с использованием ГНСС является низкая точность определения высот, по сравнению с плановыми координатами. Необходимость использования традиционных методов определения вертикальных деформаций исходит из требуемой точности их измерений и рассчитывается индивидуально для каждого объекта. Поэтому указанный недостаток не является критическим и в ряде случаев точность может удовлетворять требуемой.

По результатам проделанной работы можно сделать вывод о том, что мониторинг с применением ГНСС даёт необходимые данные для заключения о техническом состоянии мостового перехода.

ЛИТЕРАТУРА

1. Грунты. Методы измерения деформаций зданий и сооружений: ГОСТ 24846-81. Введ. 01.01.82. - М.: Изд-во стандартов, 1982. 29 с.
2. Азаров, Б.Ф. Современные методы геодезических наблюдений за деформациями инженерных сооружений / Б. Ф. Азаров // Ползуновский вестник. - Барнаул, 2011. № 1. С.19-29.
3. Шеховцев, Г. А. Современные геодезические методы определения деформаций инженерных сооружений: монография / Г. А. Шеховцев, Р. П. Шеховцова. — Нижний Новгород: ННГАСУ. 2009. 156 с.
4. Mustafin M G, Valkov V A, Kazantsev A I, 2017 Procedia Engineering Monitoring of deformation processes in buildings and structures in metropolises 189 729-736.
5. Groten E, Mathes A, Uzel T, 1994, Proceedings of 1-st International Symposium on Deformations Dam Monitoring by Continuous GPS Observations.
6. Luccio M, 2002 GPS World The Concrete and the Clay: Monitoring Large Structure Deformation 13(8) 16.
7. Velsink H, 2015 Journal of Geodesy On the Deformation Analysis of Point Fields 89(11) 1071-1087.
8. Bryn M.Ya., Nikitchin A.A., Tolstov E.G. 2010, Transport of the Russian Federation. Geodetic monitoring of railway infrastructure facilities by satellite methods 4 (29), 58-60.

АВАРИЙНОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ, НЕ ВВЕДЕННЫХ В ЭКСПЛУАТАЦИЮ

Кондратьева Надежда Владимировна, к.т.н, доцент кафедры СК

e-mail: samstroyisp@gmail.com

ФГБОУ ВО «СамГТУ» (www.samgtu.ru/; www.samstroyisp.ru/), г. Самара

АННОТАЦИЯ

В статье описывается опыт обследования железобетонных каркасов многоэтажных зданий. На примере результатов обследования, выполненного Испытательным Центром «Самарастройиспытания» ФГБОУ ВО «СамГТУ», рассмотрены основные проблемы возведения монолитного каркаса конкретного здания. Описаны характерные дефекты и повреждения несущих конструкций. Произведен анализ причин появления силовых трещин в железобетонных балках и колоннах до введения здания в эксплуатацию. Выполнена оценка влияния раннего снятия опалубки и отсутствия ухода за бетоном на конечное техническое состояние железобетонных конструкций.

Ключевые слова: обследование зданий; железобетонные конструкции; дефекты и повреждения; технология возведения.

CRITICAL CONDITION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES OF THE BUILDINGS WHICH ARE NOT PUT INTO OPERATION

Kondratyeva Nadezhda Vladimirovna, Ph.D. (Eng), Associate Professor of

Construction Structures

e-mail: samstroyisp@gmail.com

Samara State Technical University, Academy of Architecture and Civil Engineering,

(www.samgtu.ru/; www.samstroyisp.ru/), Samara

ABSTRACT

The paper describes the experience of inspection of reinforced concrete frameworks in multistoried buildings. The results of the inspection executed by the test center «Samarastroiispytaniya» in Samara state technical university showed that the main problems of construction of a monolithic framework of the concrete building. The authors describe the characteristic defects and damages of the supporting struc-

tures and analyzed the reasons of emergence of power cracks in reinforced concrete beams and columns before introduction of the building into operation. The paper reveals the assessment of influence of early removal of a timbering and lack of care of concrete on final technical condition of reinforced concrete designs.

Keywords: inspection of buildings; reinforced concrete designs; defects and damages; technology of construction.

21 век называют веком высоких технологий и фантастических материалов. И в некоторых отраслях мы находим подтверждение данному факту. И тем невероятнее видеть, что можно получить, поручив работу с использованием современных изобретений и открытий людям, далеким от понимания, как и для чего это используется.

«Растут как грибы» – такое выражение чаще всего приходит в голову, когда наблюдаешь за появлением новых микрорайонов. Высотные дома стройными рядами заселяют бывшие стадионы, пустыри или автомобильные стоянки. Вспоминается основной минус монолитного домостроения – это необходимость терпеливо ожидать, когда бетон в конструкциях наберет определенную прочность, перед тем как их нагружать [1]. И чувствуешь гордость за человечество, вот же, придумали новые технологии, как снимать опалубку с перекрытия через день после заливки бетона, а через два уже следующий этаж возводить. Но эта эйфория сразу исчезает, как только начинаешь обследовать такие здания.

Испытательный Центр «Самарастройиспытания» ФГБОУ ВО «СамГТУ» занимается обследованиями зданий и сооружений около 20 лет, но именно в последнее время участились просьбы обследовать здания с целью определения технического состояния железобетонных конструкций и разработки рекомендаций по их усилению еще до введения объекта в эксплуатацию.

В 2018 году обследовали здание федерального значения в Самарской области. Обследуемое здание имеет каркасную конструктивную систему. Несущие конструкции выполнены в виде пространственного монолитного железобетонного каркаса. В настоящее время строительство здания приостановлено. На момент обследования выполнены работы по возведению монолитного железобетонного каркаса, ограждающих конструкций, устройства кровли. Частично выполнены перегородки, начаты работы по монтажу инженерных систем и отделочные работы.

Фундамент здания выполнен в виде монолитной железобетонной плиты на естественном основании. Толщина фундаментной плиты составляет 800 мм. Вертикальные несущие конструкции выполнены в виде монолитных железобетонных колонн прямоугольного сечения, с размерами 500 × 500 мм, расположенных с продольным и поперечным шагом 7200 мм. Горизонтальные несущие конструкции выполнены в виде неразрезных железобетонных балок с размерами сечения 500 × 600 мм, установленных в двух направлениях, и железобетонных плит перекрытия, и покрытия, толщиной 220 мм. Пространственная жесткость обеспечивается устройством диафрагм жесткости в виде монолитных железобетонных стен, стен лестничных и лифтовых узлов. Проектный класс бетона при сжатии В25, класс рабочей арматуры А500.

При обследовании железобетонных колонн установлено наличие продольных и поперечных трещин, наклонных трещин в опорной зоне, сколов, недоуплотнений и расслоений бетона.

При обследовании монолитных железобетонных балок отмечено повреждение бетона в виде поперечных и наклонных трещин. Поперечные (нормальные) трещины имеют практически все балки, доступные для осмотра, на всех этажах здания. Причем в основном это многочисленные трещины, расположенные с шагом 180-300 мм.

Большое количество балок имеет многочисленные поперечные трещины в бетоне на нижней грани, переходящие на боковые грани с двух сторон балки и выходящих на плиту перекрытия (покрытия). В опорных зонах выявлены наклонные трещины, характерные для разрушения бетона балки от действия перерезывающих сил, ряд балок имеют вертикальные трещины на опорах.

Ширина раскрытия трещин в балках составляет от 0,1 до 1,5 мм.

Для определения величины защитного слоя бетона балок и фактического армирования, в районе трещины был вскрыт защитный слой бетона на всю ширину балки. Установлено, что фактическое армирование балки выполнено четырьмя арматурными стержнями диаметром 25 мм, использованы хомуты диаметром 10 мм. Величина защитного слоя бетона составляет 70 мм. Фактическое армирование выполнено в соответствии с проектом. При вскрытии было установлено, что поперечная трещина появилась на расстоянии от расположения поперечной арматуры.

При обследовании было выполнено выборочное определение прогиба балок. Максимальный прогиб составил 18 мм, что не превышает предельных значений [2].

Было проведено сплошное определение прочности бетона железобетонных конструкций неразрушающим способом. По результатам испытаний установлено, что прочность бетона железобетонных конструкций находится в диапазоне от 192 кг/см² до 524 кг/см², при проектном значении 327 кг/см². Низкое значение прочности бетона свидетельствует о снижении несущей способности конструкций. Однако интерес представляло то, что в балках и колоннах с прочностью бетона выше проектного значения наличие, месторасположение и характер трещин аналогичен трещинам в конструкциях с низкой прочностью бетона.

Продольные трещины и разрушения колонн в зоне опирания балок возникли от воздействия сжимающих усилий, превышающих предельные значения сопротивления бетона на сжатие. Причиной появления поперечных трещин, выходящих на две или три грани колонн, являются растягивающие напряжения от изгибающего момента. Нормальные трещины в балках характерны в случае превышения значений растягивающих напряжений от изгибающего момента значений предельного сопротивления бетона растяжению.

В соответствии с п. 5.18.20 [3] Предельно допустимое значение ширины раскрытия трещин следует принимать из условия сохранности арматуры не более:

- 0,3 мм - при продолжительном раскрытии трещин;
- 0,4 мм - при непродолжительном раскрытии трещин.

Фактическое значение раскрытия трещин (до 1,5 мм) превышает допустимое значение.

Так же следует обратить внимание на то, что во многих балках шаг трещин составляет 180-300 мм, а также то, что на момент обследования эксплуатационные нагрузки отсутствовали.

Если пренебречь растяжимостью бетона, то раскрытие трещин будет равно абсолютному удлинению арматуры на участке между трещинами.

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} \cdot l_{crc} , \quad (1)$$

где ε_{sm} - среднее значение относительное деформации арматуры на участке между трещинами:

$$\varepsilon_{sm} = \psi_s \cdot \varepsilon_s . \quad (2)$$

Здесь ψ_s - отношение средних относительных деформаций на участке между трещинами к относительным деформациям арматуры в сечении с трещиной ε_s .

Соответственно, раскрытие трещин при достижении в арматуре из стали класса А500 предела текучести, при шаге 180 мм, составляет 0,6 мм.

Во многих обследуемых балках ширина раскрытия превышает 0,6 мм. Проверка армирования балки показала, что фактическое армирование соответствует проектному, нагрузка на балки (так как здание не введено в эксплуатацию) не превышает значения эксплуатируемых нагрузок, несущая способность запроектированных арматурных стержней достаточна для восприятия растягивающих напряжений, возникающих при действии изгибающего момента, следовательно, причины для достижения напряжения в арматуре предела текучести отсутствуют.

Распространение трещин по боковым граням балок до плиты перекрытия (покрытия) при отсутствии временных нагрузок, говорит о том, что их возникновение произошло в период набора прочности бетоном.

Было принято решение исследовать исполнительную документацию с целью определения технологии возведения монолитных железобетонных конструкций.

В соответствии с п. 5.17.8, таблица 5.11 [3] минимальная прочность бетона незагруженных монолитных конструкций при распалубке горизонтальных и наклонных поверхностей при пролете свыше 6 м составляет 80% от проектной.

Выборочная проверка журнала бетонных работ показывает, что прочность бетона конструкций перекрытия в момент нагружения составила 61,2-69 % от проектной, при бетонировании ряда перекрытий оценка прочности бетона при снятии опалубки не определялась.

Способ ухода за бетоном указан: в зимнее время – электропрогрев и «термос», в летнее время – «термос».

Метод «термоса» заключается в изоляции опалубки любыми доступными материалами, в результате чего бетон разогревается за счет экзотермии (реакции гидратации) и обогревает сам себя. Он подходит для зимнего бетонирования, но при летнем бетонировании (при температуре более 25⁰С) в соответствии с п. 5.12.3 [3]: свежешелюженная бетонная смесь в начальный период ухода может быть защищена от обезвоживания пленкообразующими покрытиями.

При достижении бетоном прочности 1,5 МПа последующий уход за ним должен заключаться в обеспечении влажного состояния поверхности путем устройства влагоемкого покрытия и его увлажнения, выдерживания открытых поверхностей бетона под слоем воды, непрерывного распыления влаги над поверхностью конструкций. При этом периодический полив водой открытых поверхностей твердеющих бетонных и железобетонных конструкций не допускается.

Наличие трещин в балках, в том числе и в балках с высокой прочностью бетона, распространение трещин по боковым граням балок до плиты перекрытия (покрытия) при отсутствии временных нагрузок, свидетельствует о том, что при изготовлении балок было допущено снятие опалубки до набора бетоном необходимой прочности. Отсутствие должного ухода за бетоном, а бетонирование осуществлялось в июне-июле месяцах, когда температура, согласно сведениям на сайте Gismeteo, составляла 30-35⁰С выше нуля, привело к пересушиванию поверхности бетонных конструкций, что так же снижает прочность бетона. Недостаточность прочности бетона на растяжение под действием собственного веса перекрытия (покрытия) привела к появлению поперечных трещин в балках. О пересушивании бетона поверхности конструкций свидетельствует практически одинаковая ширина раскрытия на протяжении всей длины трещины.

В случае, если несущая способность балки достаточна для восприятия предполагаемых нагрузок, разрушение бетона растянутой зоны изгибаемого элемента, в случае если это не опорная зона, не опасно. Однако, большая ширина раскрытия трещин, 0,5 - 1,5 мм, их многочисленность, приводит к нарушению сцепления арматурных стержней с бетоном, ухудшаются условия сохранности арматуры под воздействием окружающей среды (возможность коррозионных процессов), а также температурных воздействий (снижается огнестойкость конструкции). Обследуемые балки являются статически неопределимой конструкцией. Предельное состояние статически неопределимых систем наступает при разрушении бетона сжатой зоны конструкции. Наличие вертикальных трещин в балках над опорой, свидетельствует о недостаточности несущей способности балок на восприятие опорного изгибающего момента. Наличие наклонных трещин в приопорных зонах балок говорит о недостаточности несущей способности балок на восприятие поперечных сил.

По результатам обследования была дана оценка технического состояния железобетонных конструкций и даны рекомендации по усилению. В связи с невозможностью увеличения поперечного сечения конструкций, было рекомендовано усиление композитными материалами, для чего был выполнен расчет эффективности использования углеродных ламелей и холстов и разработаны технические решения усиления для каждой конструкции [4].

Экономия нескольких месяцев при возведении монолитного железобетонного каркаса здания, введения в эксплуатацию которого ждет вся Самарская область, привела к приостановке строительства на несколько лет. Нарушение технологии изготовления монолитных конструкций и отсутствия ухода за бетоном строительной компанией привели к необходимости привлечения дополнительных значительных средств на дорогостоящее усиление железобетонных конструкций, дополнительные меры по организации пожарной безопасности.

Похожие проблемы возникают с возведением жилых многоэтажных комплексов, где строительные компании буквально соревнуются, кто выше и быстрее. Отсутствие в этом соревновании свойства «лучше» приводит к тому, что жильцы, вместо длительной радости от приобретения нового жилья, испытывают головную боль от постоянных ремонтов, которые прочно вошли в их жизнь.

Решением указанных проблем может быть только использование при изготовлении монолитных железобетонных конструкций зданий и сооружений высококвалифицированного персонала и осуществление качественного контроля [5] за соблюдением технологических процессов бетонирования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Анпилов С.М. Технология возведения зданий и сооружений из монолитного железобетона// Издательство Ассоциации строительных вузов. 2010. Стр.576.
2. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М., 2011.
3. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. М., 2013.
4. СП 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования. М., 2014.
5. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. М., 2015.

РАСЧЕТ ОСТАТОЧНОГО РЕСУРСА ВЕРОЯТНОСТНЫМ
МЕТОДОМ ИНЖЕНЕРНЫХ СИСТЕМ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ
ТЕХНИЧЕСКОМ ОБСЛЕДОВАНИИ

Корольков Дмитрий Игоревич, студент

e-mail: korol9520@yandex.ru

ФГАОУ ВО Санкт-Петербургский политехнический
университет Петра Великого, Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

В статье описан вероятностный метод определения остаточного ресурса инженерных систем зданий и сооружений. Отмечено практическое значение расчета остаточного ресурса. Приведен порядок расчета остаточного ресурса по данному методу и описаны те подходы, которые применяются в рамках данного метода. Также приведены достоинства и недостатки данного метода, а также пути по его совершенствованию.

Ключевые слова: здания и сооружения; инженерные системы; остаточный ресурс; вероятность безотказной работы; обследование; интенсивность отказов; экспоненциальное распределение.

CALCULATION OF RESIDUAL RESOURCE PROBABLE BY
METHOD OF ENGINEERING SYSTEMS OF BUILDINGS AND
STRUCTURES AT TECHNICAL SURVEY

Korolkov Dmitry Igorevich, student

e-mail: korol9520@yandex.ru

Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University, St. Petersburg

ABSTRACT

The article describes a probabilistic method for determining the remaining resource of engineering systems of buildings and structures. The practical value of residual resource calculation is noted. The procedure for calculating the residual resource using this method is described and the approaches used in the framework of this method are described. Also, advantages and disadvantages of this method, as well as ways to improve it, are given.

Keywords: buildings and constructions; engineering systems; Residual resource; probability of failure-free operation; examination; intensity of failures; exponential distribution.

При проведении обследования инженерных систем важно не только определить их техническое состояние, но и оценить время, которое они еще смогут прослужить, находясь в данном состоянии. Это имеет важное практическое значение. Например, это позволит определить время для проведения следующего планового обследования или позволит рассчитать размер необходимых отчислений, которые нужно делать в течение продленного срока эксплуатации, чтобы заменить данные системы, что позволит равномерно распределить финансовые отчисления. Также данный расчет проводится при проведении комплексного обследования при продлении срока эксплуатации объектов использования атомной энергии [1].

При расчете остаточного ресурса инженерных систем можно выделить следующие особенности:

- инженерные системы подчиняются экспоненциальному распределению;
- вероятность безотказной работы не берется из нормативов, а задается в виде доверительной вероятности безотказной работы.

Рассчитывая остаточный ресурс инженерных систем зданий и сооружений по экспоненциальному распределению получают непрерывную функцию распределения остаточного ресурса.

Понятие **функции распределения** - $F(X)$ случайной величины X , используемое в экспоненциальном распределении, означает вероятность того, что величина X примет значение, меньшее, чем x , т.е: $F(X) = P(X < x)$, где x может принимать любое действительное значение [2].

Функция экспоненциального распределения $F(X)$ описывается следующим уравнением:

$$F(x) = \begin{cases} 0, & x < 0 \\ 1 - e^{-\lambda * x}, & x > 0, \end{cases} \quad (1)$$

где: λ – параметр распределения, имеющий вероятностный смысл, а в качестве переменной x выступает время эксплуатации рассматриваемой системы [2].

Экспоненциальное распределение является однопараметрическим, т.к. характер изменения кривой $F(X)$ зависит от одного параметра – λ [2].

Используя вышеприведённое уравнение для функции экспоненциального распределения, мы получаем для $F(x)$ значения вероятности отказов (или безотказной работы) конкретной системы с помощью расчётных значений параметра λ , в качестве которого принимаем среднюю интенсивность отказов в год (отк/год) в зависимости от срока её эксплуатации и рекомендуемых значений вероятности безотказной её работы.

Порядок расчета остаточного ресурса инженерных систем.

1. Определение элементов (систем) инженерно-технического обеспечения зданий и сооружений, для которых будет считаться остаточный ресурс.

Здесь важно определить цель расчета остаточного ресурса. Если необходимо посчитать остаточный ресурс только инженерных систем или посчитать остаточный ресурс для всех элементов зданий или сооружений, но без дальнейшего их связывания в единую модель, тогда выбираются все наличествующие элементы. Если же данный расчет является промежуточным для получения исходных данных для схемы функциональной целостности (СФЦ) в рамках логико-вероятностного моделирования [3], тогда выбираются будут только те элементы, которые являются важными в рамках данной СФЦ. Остальные же учитываться не будут.

2. Определяем интенсивность отказов.

Интенсивность отказов — отношение числа отказавших объектов (образцов аппаратуры, изделий, деталей, механизмов, устройств, узлов и т. п.) в единицу времени к среднему числу объектов, исправно работающих в данный отрезок времени при условии, что отказавшие объекты не восстанавливаются и не заменяются исправными. Другими словами, интенсивность отказов численно равна числу отказов в единицу времени, отнесенное к числу узлов, безотказно проработавших до этого времени [4].

В тех случаях, когда были зафиксированы случаи отказов элемента (инженерных систем), расчет ведется по формуле, которая может быть записана в виде:

$$\lambda = \frac{n}{N_{\text{ср}} * t} = \frac{n}{(N - n) * t} = \frac{f(t)}{P(t)}, \quad (2)$$

где N — общее число рассматриваемых изделий;

$f(t)$ — скорость отказов — количество изделий, отказавших к моменту времени t в единицу времени;

$P(t)$ – количество изделий, не отказавших к моменту времени t ;

n – число отказавших образцов за время t ;

t – интервал времени;

$N_{\text{ср}}$ - среднее число исправно работающих образцов за время t ;

$$N_{\text{ср}} = \frac{N_i + N_{i+1}}{2}, \quad (3)$$

N_i - число исправно работающих образцов в начале эксплуатации;

N_{i+1} - число исправно работающих образцов на момент обследования;

В тех случаях, когда отказы не фиксировались в течение срока эксплуатации консервативно, для расчёта показателя надёжности в наиболее консервативном варианте принимается один отказ за определённый период их эксплуатации. Этот период может быть назначен по нормативным документам или документам на данную систему.

В таком случае сначала находят среднюю интенсивность отказов по формуле:

$$\lambda_{\text{ср}} = \frac{1}{T_{\text{нор}}}, \quad (4)$$

За расчетную тогда принимают гамма-процентную интенсивность отказов вычисляемую по формуле:

$$\lambda_{\gamma} = \lambda_{\text{ср}} * k, \quad (5)$$

где k – квантиль экспоненциального распределения.

3. Задаем для выбранных элементов вероятность безотказной работы.

Данный параметр задается на основании тех данных, которые были получены при техническом обследовании инженерно-технических систем зданий и сооружений.

4. Находим остаточный ресурс элемента (системы).

Здесь есть несколько подходов в зависимости от сложности системы.

Первый подход. Применяется в тех случаях, когда речь идет о несложных или можно сказать о малогабаритных грузоподъемных механизмах (ГПМ) или система инженерно-технического обеспечения зданий и сооружений, которые были только что установлены или имеют очень малый срок эксплуатации, т.е. имеют нормативную категорию работоспособного состояния.

В этом случае расчет остаточного ресурса ведется по формуле:

$$T_{\text{ост}} = \frac{1}{\lambda}, \quad (6)$$

Второй подход. Применяется в тех случаях, когда речь идет об отдельных элементах сложных систем или о простых системах инженерно-технического обеспечения зданий и сооружений.

Формула для расчета остаточного ресурса выводится из следующего выражения:

$$P_B = e^{-\lambda_\gamma * T_{\text{ост}}}, \quad (7)$$

P_B – вероятность безотказной работы системы или элемента, год⁻¹;

λ_γ – гамма-процентная интенсивность отказов системы, отк/год;

$T_{\text{ост}}$ – гамма-процентная (или средняя) наработка системы до отказа (остаточный ресурс).

Отсюда остаточный ресурс будет равен:

$$T_{\text{ост}} = -\frac{\ln P_B}{\lambda_\gamma}. \quad (8)$$

Третий подход. Применяется в тех случаях, когда речь идет о сложных системах.

В этом случае расчет ведется по формуле:

$$P_B = e^{-\lambda_{\text{ср}} * T_{\text{ост}}}, \quad (9)$$

Отсюда остаточный ресурс будет равен:

$$T_{\text{ост}} = -\frac{\ln P_B}{\lambda_{\text{ср}}}. \quad (10)$$

Разница между вторым и третьим подходами заключается в том, что во втором подходе используется гамма-процентная интенсивность отказов системы, а в третьем средняя интенсивность отказов. Как видно из формул 4 и 5 разница между ними заключается в использовании (формула 4) и неиспользование (формула 5) квантиля экспоненциального распределения.

Четвертый подход. Применяется в тех случаях когда речь идет об очень сложных системах или необходимо учесть совместное действие нескольких взаимосвязанных систем.

Данный подход связан с применением распределения Вейбулла.

В отличие от показательного (экспоненциального) распределения, закон Вейбулла является двухпараметрическим, а также универсальным, т.к. при

определенных значениях параметров он может превратиться в показательное распределение [2].

Функция распределения описывается уравнением.

$$F(x) = \begin{cases} 0, & x < 0 \\ 1 - e^{-\lambda * x^\alpha}, & x > 0 \end{cases} \quad (11)$$

В этом случае расчет ведется по формуле:

$$P_B = e^{-\lambda_{cp} * T_{ост}^\alpha}. \quad (12)$$

Отсюда остаточный ресурс будет равен:

$$T_{ост} = \sqrt[\alpha]{-\frac{\ln P_B}{\lambda_{cp}}}. \quad (13)$$

Данный метод расчета остаточного ресурса инженерных систем зданий и сооружений имеет свои достоинства и недостатки.

Достоинства:

- Универсальность. Данный метод можно применять ко всем инженерным системам без исключения.
- Абстрактность. Применение абстрактных исходных данных (вероятность безотказной работы и интенсивность отказов) позволяет учесть множество различных факторов технического и эксплуатационного характера.

Недостатки:

- Субъективность. Задание исходных данных (вероятность безотказной работы и интенсивность отказов) и выбор способа расчета производит сам обследователь. Поэтому точность данного метода сильно зависит от квалификации и опыта того, кто проводит обследование и расчет.
- Данный способ не учитывает отказы по общим причинам.

Отказы по общей причине ($\lambda_{оп}$) — это отказы нескольких элементов в одной или разных системах, возникающие в результате одного внутреннего или внешнего воздействия, отказа устройства или ошибки человека в процессе создания или эксплуатации систем (не реализуется принцип единичного отказа) [5].

Данное значение не вычисляется, а задается обследователем самостоятельно по справочникам либо эмпирически.

Тогда суммарное значение интенсивности отказов можно вычислить, применив метод β -фактора:

$$\lambda_{\Sigma} = \lambda_{\text{рас}} + \lambda_{\text{оп}}, \quad (14)$$

где $\lambda_{\text{рас}}$ – расчетная интенсивность отказов, вычисляемая по п.2 порядка расчета остаточного ресурса инженерных систем;

$\lambda_{\text{оп}}$ – интенсивность отказов по общей причине.

В практике расчета отказы по общим причинам для инженерных систем не учитываются, поскольку для них нет точных данных.

В заключении хотелось бы отметить пути совершенствования данного метода.

Первый путь. Применение методов логико-вероятностного моделирования для расчета остаточного ресурса систем инженерно-технического обеспечения. Это позволит улучшить результаты расчета остаточного ресурса при учете взаимодействия разных систем и элементов.

Второй путь. Применение совместно с другими методиками расчета остаточного ресурса для сравнения полученных результатов с целью повышения их точности и достоверности.

ЛИТЕРАТУРА

1. Корольков Д. И. Обследование зданий и сооружений объектов использования атомной энергии при продлении срока их эксплуатации // Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения: Материалы VIII международной научно-практической конференции. 13 октября 2017 года. – СПб. Изд-во Политехн. ун-та, 2017. – С. 98-108.
2. Труханов В.М. Надежность в технике. Машиностроение, М., 1999 г. – 336 с.
3. В. И. Поленин, И. А. Рябинин, С. К. Свирин, И. А. Гладкова. Применение общего логико-вероятностного метода для анализа технических, военных организационно-функциональных систем и вооруженного противоборства. – СПб: СПб – региональное отделение РАЕН, 2011. – 416 с.
4. URL: https://ru.wikipedia.org/wiki/Интенсивность_отказов (дата обращения: 28.09.2018).
5. Конспект лекций по дисциплине «Безопасность и надежность АЭС» для студентов специальности 7.8.05060301 – Атомная энергетика. Составитель: С.В. Барбашев. – Одесса: ОНПУ, 2013. - 98 с.

РАСЧЕТ ОСТАТОЧНОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ПОВРЕЖДЕННЫХ ПОЖАРОМ

Курлапов Дмитрий Валерьевич, к.т.н., доцент,
профессор кафедры Гидротехнических сооружений,
строительных конструкций и механики твердого тела
e-mail: kurlapovdv@mail.ru

Военный институт (инженерно-технический)
Военной академии материально-технического обеспечения (ВИТУ),
г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

В результате пожаров в зданиях повреждаются конструкции вплоть до полного разрушения. Степень огневого воздействия на железобетонные конструкции зависит от материалов, размеров, температуры и длительности пожара. Для принятия решения по использованию конструкций, подвергшихся, огневому воздействию при пожаре производят техническое обследование пострадавшего здания. Целью технического обследования является определение остаточной несущей способности поврежденных пожаром конструкций и определение методов и способов усиления железобетонных конструкций.

Ключевые слова: железобетонные конструкции после пожара; арматура; бетон; степень огневого воздействия; остаточная несущая способность; усиление.

THE CALCULATION OF RESIDUAL LOAD-BEARING CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES DAMAGED BY FIRE

Kurlapov Dmitry Valerevich, Ph.D., Associate Professor,
Professor of Hydraulic Structures, Building Structures and
Solid Mechanics Department
e-mail: kurlapovdv@mail.ru
Military Institute (engineering and technical), St. Petersburg

ABSTRACT

As a result of fires in buildings structures are damaged until complete destruction. The degree of fire impact on reinforced concrete structures depends on the materials, size, temperature and duration of the fire. For decision-making on use of the designs which were exposed to fire influence at the fire make technical inspection of the injured building. The purpose of the technical inspection is to determine the residual load-bearing capacity of structures damaged by fire and to determine methods and ways to strengthen concrete structures.

Keywords: reinforced concrete structures after fire; rebar; concrete; degree of fire exposure; the residual load-carrying capacity; increased.

Наиболее сложным является учет степени огневого повреждения железобетонных конструкций. Разнородность материалов, составляющих железобетон, при нагреве приводит к разным температурным деформациям, нарушает связь между цементным камнем, крупным и мелким заполнителем, а также с арматурой. В результате в железобетонных элементах происходят необратимые изменения механических свойств, снижение прочности на сжатие и растяжение, дополнительные прогибы [1].

Изменения механических свойств бетона при его нагреве и последующем охлаждении в настоящее время оцениваются очень приблизительно. Это затрудняет определение несущей способности железобетонных элементов, подвергшихся огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению [3].

Обычно после пожара нет точных данных о температуре нагрева конструкций и продолжительности пожара. Приходится судить об этом по состоянию и цвету поверхности железобетонных конструкций после огневого воздействия пожара на них. Это снижает точность определения остаточной прочности железобетонных элементов после пожара, особенно стальных [2,4].

При нагреве железобетона свыше 60°C тепловые деформации бетона и арматуры становятся различными и в них появляются дополнительные напряжения: в бетоне растягивающие, в арматуре сжимающиеся. Проявляются и различие тепловых деформаций цементного камня и крупного заполнителя.

При нагреве бетона свыше 100°C происходит необратимое снижение его механических характеристик (пределов прочности, модуля деформации).

Расчётное сопротивление сжатию слоёв бетона повреждённых огнём, после охлаждения можно определить по формуле:

$$R_{bl}^{\circ} = \gamma_{bl}^{\circ} \cdot R_b, \quad (1)$$

где γ_{bl}° – коэффициент снижения расчётного сопротивления бетона сжатию после охлаждения в зависимости от температуры нагрева.

Расчётное сопротивление при растяжении слоёв бетона, повреждённых огнём, определяется по формуле:

$$R_{bt,l}^{\circ} = \gamma_{bt,l}^{\circ} \cdot R_{bt}, \quad (2)$$

где

$$\gamma_{bt,l}^{\circ} = \gamma_{bl}^{\circ} - 0,2(1 + 0,1t),$$

t – температура нагрева бетона.

Начальный модуль упругости бетона, подвергавшегося нагреву и последующему охлаждению, определяют по формуле:

$$E_{bl}^{\circ} = \beta_b \cdot E_b, \quad (3)$$

где β_b – коэффициент снижения модуля упругости бетона.

$$\beta_b = 1 - kt. \quad (4)$$

Значение k для тяжёлого бетона равно $0,17 \cdot 10^{-2}$, для керамзитобетона $0,10 \cdot 10^{-2}$. Снижение модуля упругости бетона при нагреве необратимо после охлаждения.

При нагреве бетона свыше 500°C модуль упругости не учитывается в расчётах прочности и деформативности конструкции.

Прочностные показатели бетона, подвергшихся огневому воздействию при пожаре, железобетонных элементов зависят от температуры нагрева и длительности огневого воздействия.

Арматура, выполненная из горячекатаной стали марок 80С и 30хГ2С класса А-500, при нагреве до 300°C и последующим ее охлаждением также сохраняет свой начальный предел текучести. При дальнейшем ее нагреве до 700°C и последующим охлаждением, предел текучести этих марок сталей уменьшается, соответственно на 40 % и 37 %.

Нагрев арматуры выполненной из обыкновенной арматурной проволоки в диапазоне температур $400 \dots 700^{\circ}\text{C}$ и последующим ее охлаждением приводит к снижению предела текучести от 2 до 40 %.

Нагрев арматуры, выполненной из высокопрочной арматурной проволоки, в диапазоне температур 300...700 °С и последующим ее охлаждением приводит к снижению ее предела текучести от 5 до 60 %.

При нагреве арматура до 250...300 °С происходит полная потеря предварительного напряжения арматуры.

При высоких температурах нагрева происходит изменение прочности сцепления арматуры с бетоном. При нагреве стали класса А-400 периодического профиля до 300 °С прочность сцепления арматуры с тяжёлым бетоном выше первоначальной, при температуре нагрева 350 °С и последующим затем охлаждением прочность сцепления начинает снижаться и при температуре 450 °С составляет около 75 % от первоначальной величины.

Сцепление арматуры с бетоном после нагрева и последующего охлаждения меньше, чем в не нагретом состоянии.

Значения расчётного сопротивления арматуры растяжению при нагреве и последующем охлаждении определяются по формуле:

$$R_{sl}^{\circ} = \gamma_{sl}^{\circ} \cdot R_s, \quad (5)$$

где γ_{sl}° – коэффициент снижения расчетного сопротивления арматуры растяжению в зависимости от температуры нагрева.

Значение расчётного сопротивления арматуры сжатию можно определить по формуле:

$$R_{sc}^{\circ} = \gamma_{sl}^{\circ} \cdot \gamma_{s2}^{\circ} \cdot R_s, \quad (6)$$

где γ_{s2}° – коэффициент, учитывающий снижение сцепления арматуры с бетоном после нагрева и охлаждения.

Для стержневой гладкой горячекатаной арматуры:

$$\gamma_{s2}^{\circ} = 1 - 0,001 t \quad (7)$$

Для стержневой горячекатаной арматуры периодического профиля:

$$\gamma_{s2}^{\circ} = 1 - 0,001 \cdot (0,1 + 0,001 t) \cdot t. \quad (8)$$

Модуль деформации арматурной стали после нагрева и последующего охлаждения принимается при $\gamma_{sl}^{\circ} = 1,0$, как для арматуры, не подвергшейся нагреву.

При учёте неравномерности распределения прочности бетона по толщине элемента, подвергнутого огневому воздействию пожара, производится приведение неравномерно прогретых слоёв бетона к однородному материалу.

Коэффициент приведения частей (бетонных слоёв) сечения элемента повреждённого огнём α_{bli} , следует принимать пропорциональным отношению прочности бетона рассматриваемого слоя $R_{bt.l}^{\circ}$ к прочности основного слоя $R_{bt.loc}^{\circ}$

$$\alpha_{bti} = \frac{R_{bt.l}^{\circ}}{R_{bt.loc}^{\circ}} \quad (9)$$

Для определения несущей способности железобетонного элемента, подвергнутого огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению, его поперечное сечение разделяют на слои параллельные поверхности конструкции бывшей под наибольшим воздействием повышенной температуры.

Толщина слоев принимается равной: для плит 30...50 мм, для балок и колонн 50...100 мм.

Если температура нагрева слоя бетона была не более 60°С, то расчетное сопротивление сжатию этого слоя принимается как для бетона не подвергнутого нагреву R_b .

При температуре нагрева слоя бетона более 60°С, его расчетное сопротивление сжатию определяется по формуле (1).

Если сжатый слой бетона был нагрет свыше 500°С, то его, а также стальную арматуру расположенную в нем, не учитывают в расчетах прочности и деформативности элемента.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, подвергнутого огневому воздействию при пожаре, после охлаждения ξ_{Rl}° определяется по формуле:

$$\xi_{Rl}^{\circ} = \frac{\omega_l^{\circ}}{1 + \frac{R_{sl}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega_l^{\circ}}{1,1} \right)}, \quad (10)$$

где ω_l° – характеристика сжатой зоны бетона, подвергнутого нагреву, определяемая по формуле

$$\omega_l^{\circ} = 0,85 - 0,008\gamma_{bl}^{\circ} \cdot R_b \quad (11)$$

В формуле (11) значение γ_{bl}° применяется для наиболее сжатого слоя бетона, учитываемого в расчетах.

При кратковременном воздействии нагрузки принимают $\sigma_{scu} = 400$ МПа, при учете длительного воздействия нагрузка – $\sigma_{scu} = 500$ МПа.

Несущая способность нормального прямоугольного сечения изгибаемого элемента (плиты), подвергшегося нагреву снизу после охлаждения, (при $\xi_l^\circ = \frac{x_t}{h_0} \leq \xi_{Rl}^\circ$ и $x_t < h_l$) определяется по формуле:

$$M_u = R_{b1.1}^\circ \cdot b \cdot x(h_0 - 0,5x) + R_{sc.1}^\circ \cdot A'_s(h_0 - a'), \quad (12)$$

где x – высота сжатой зоны, определяемая по формуле:

$$x = \frac{R_{s.1}^\circ \cdot A_s - R_{sc.1}^\circ \cdot A'_s}{R_{b1.1}^\circ \cdot b} \leq h_l, \quad (13)$$

$R_{b1.1}^\circ$ – расчетное сопротивление сжатию бетона первого (верхнего) слоя толщиной h_l , вычисляемое по формуле (1);

R_{s1}° и $R_{sc.1}^\circ$ – расчетные сопротивления растянутой и сжатой арматуры, вычисляемые по формулам (5) и (6).

Если значение x , вычисленное по формуле (13), больше толщины слоя h_l , то несущая способность нормального изгибаемого элемента сечения, подвергшегося нагреву снизу, определяется по формуле:

$$M_u = R_{b1.1}^\circ \cdot b h_l (h_0 - 0,5h_l) + R_{b1.2}^\circ \cdot b (x - h_l) [h_0 - 0,5(x - h_l)] + R_{sc.1}^\circ \cdot A'_s (h_0 - a'), \quad (14)$$

где $R_{b1.2}^\circ$ – расчетное сопротивление сжатию бетона 2-го слоя, толщиной h_2 ;

$$x = \frac{R_{s.1}^\circ \cdot A_s - R_{sc.1}^\circ \cdot A'_s - R_{b1.1}^\circ \cdot b h_l}{R_{b1.2}^\circ \cdot b} + h_l \leq h_l + h_2 \quad (15)$$

Если значение x , вычисленное по формуле (15), оказывается больше $h_l + h_2$, то в расчет вводится третий слой бетона h_3 и т. д.

Если $\xi_l^\circ > \xi_{Rl}^\circ$, то в формулах (12) и (14) вместо x подставляют $x_R = \xi_{Rl}^\circ h_0$.

Если нагрев плиты был сверху, $\xi_l^\circ \leq \xi_{Rl}^\circ$ и температура нагрева верхнего слоя бетона была ниже 500°C , то несущую способность нормального сечения изгибаемого элемента вычисляют по формулам (12) и (14).

При нагреве верхнего слоя бетона плиты более 500°C , он, а также сжатая арматура, расположенная в нем, не учитываются в расчете.

При $\xi_l^\circ > \xi_{Rl}^\circ$ в формулах (12) и (14) вместо x ставят $x_R = \xi_{Rl}^\circ h_0$.

Если в формулах (13) и (15) значение x получается отрицательным или нулевым, то принимают $A'_s = 0$.

При нагреве снизу или сверху и последующем охлаждении ребристого перекрытия, несущая способность таврового сечения, в случае, когда $\xi_l^\circ \leq \xi_{Rl}^\circ$ и $x \leq h'_f$ определяется по формулам (12) и (14), а x – по формулам (13) и (15).

При нагреве снизу или сверху и последующем охлаждении ребристого перекрытия, несущая способность таврового сечения в случае, когда $\xi_l^\circ < \xi_{Rl}^\circ$ и $x > h'_f$ определяется по формуле:

$$M_u = \sum_{i=1}^n R_{b1..i}^\circ \cdot b'_f h_i (h_0 - \sum_{i=1}^n h_{i-1} - 0,5h_i) + \sum_{i=1}^m R_{b1.i}^\circ \cdot b_i (x - h'_f) [h_0 - 0,5(x - h'_f)] + R_{sc.l} \cdot A'_s (h_0 - a') \quad (16)$$

где n – число горизонтальных слоев в полке;

m – число вертикальных слоев в ребре;

$\sum h_{i-1}$ – сумма толщин горизонтальных слоев перед i -слоем;

b_i – толщина i -того вертикального слоя в ребре.

Значение x в формуле (16) вычисляется по формуле:

$$x = \frac{R_{s1}^\circ A'_s - \sum_{i=1}^n R_{b1.i}^\circ \cdot b'_f h_i - R_{sc.l} A'_s + \sum_{i=1}^m R_{b1.i}^\circ \cdot b_i \cdot h'_f}{\sum_{i=1}^m R_{b1.i}^\circ \cdot b_i} \quad (17)$$

Несущая способность тавровых сечений отдельных балок при нагреве со стороны сжатой полки, после охлаждения определяется при $\xi_l^\circ \leq \xi_{Rl}^\circ$ и $x_l \leq h'_f$ по формулам (12) и (14).

При $\xi_l^\circ \leq \xi_{Rl}^\circ$ и $x > h'_f$ несущая способность отдельных балок таврового сечения со сжатой полкой вычисляется по формуле (16). При $\xi_l^\circ > \xi_{Rl}^\circ$ несущая способность таврового сечения сжатой полки вычисляется по формуле (16) с заменой значения x на $x_R = \xi_{Rl}^\circ h_0$.

При использовании монолитной железобетонной плиты, поврежденной пожаром и сохранившей не менее 50 % первоначальной несущей способности, наиболее приемлемым вариантом ее использования является наращивание бетоном сверху (рис. 1) [2].

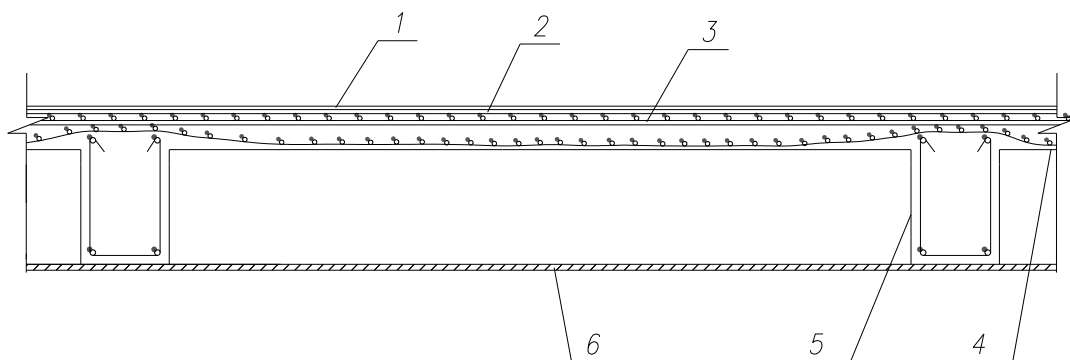


Рисунок 1 - Схема усиления плиты монолитного ребристого перекрытия набетонкой сверху:

1 – чистый пол; 2 – цементная стяжка; 3 – набетонка, конструктивно армированная сварной сеткой; 4 – плита перекрытия; 5 – ребро перекрытия; 6 – подшивка из досок

Верхняя поверхность плиты очищается стальной щеткой от частиц бетона слабо связанных с плитой. Очищенная поверхность плиты промывается водой, линзы воды удаляются. На плиту укладывается арматурная сетка из проволоки с размером ячеек 100×100 мм. Сетка должна располагаться посередине толщины слоя бетона усиления. Толщина слоя бетона должна быть не менее 30 мм. Бетон применяется мелкозернистый класса по прочности не менее В20. Для лучшего сцепления нового бетона со старым следует до укладки арматурной сетки плиту сверху промазать эпоксидным клеем. Бетон усиления нужно уложить до начала твердения клея.

Несущая способность пролетного сечения плиты, усиленной наращиванием сверху при $x \leq \Delta h$, определяется по формуле:

$$M_{u,r} = \gamma_{r1} \cdot R_{b2} \cdot bx \cdot (h_0 + \Delta h - 0,5x), \quad (18)$$

где γ_{r1} – коэффициент, учитывающий податливость соединения бетона усиления с бетоном плиты, равный 0,9;

R_{b2} – расчетное сопротивление бетона усиления сжатию;

h_0 – рабочая высота сечения плиты до ее усиления;

x – высота сжатой зоны бетона после усиления плиты, определяемая по формуле:

$$x = \frac{R_{s,l}^{\circ} A_s}{\gamma_{r1} R_{b2} b}, \quad (19)$$

где $R_{s,l}^{\circ}$ – расчетное сопротивление арматуры растяжению;

A_s – площадь сечения растянутой арматуры плиты.

Нейтральная ось в усиленной плите должна располагаться в слое усиления, что можно сделать, изменяя толщину наращивания бетона Δh .

Несущая способность наклонных сечений изгибаемых элементов, подвергшихся огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению, вычисляется по формуле:

$$Q_u = Q_{b1.l}^\circ + Q_{sw1.l}^\circ, \quad (20)$$

где $Q_{b1.l}^\circ$ – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

$Q_{sw1.l}^\circ$ – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Значение $Q_{b1.l}^\circ$ вычисляется по формуле:

$$Q_{b1.l}^\circ = \frac{\varphi_{b2} R_{bt.l}^\circ \cdot b h_0^2}{c}, \quad (21)$$

где φ_{b2} – коэффициент, принимаемый равным 1,5;

c – проекция наиболее опасного наклонного сечения на ось элемента;

Значение $Q_{b1.l}^\circ$ должно быть не более $2,5 R_{bt.l}^\circ b h_0$, но и не менее $0,5 R_{bt.l}^\circ b h_0$.

Значение расчетного сопротивления бетона растяжению $R_{bt.l}^\circ$ принимается для крайнего сжатого слоя бетона.

Значение $Q_{sw1.l}^\circ$ вычисляется по формуле

$$Q_{sw1.l}^\circ = q_{sw1.l}^\circ h_0, \quad (22)$$

где $q_{sw1.l}^\circ$ – предельное значение усилия в поперечной арматуре на единицу длины элемента.

$$q_{sw1.l}^\circ = \frac{R_{sw1.l}^\circ A_{sw}}{s_w}, \quad (23)$$

где $R_{sw1.l}^\circ$ – расчетное сопротивление действию поперечной силы поперечной арматуры после нагрева и последующего ее охлаждения, вычисляемое по формуле

$$R_{sw1.l}^\circ = 0,8 R_{sl}^\circ; \quad (24)$$

A_{sw} – поперечное сечение поперечной арматуры, расположенной в одной плоскости;

s_w – шаг поперечной арматуры.

Если $q_{sw.1} < 0,25 R_{bt.1} b$, то поперечную арматуру в расчете не учитывают.

Тогда принимают

$$Q_u = Q_{bt.1}. \quad (25)$$

Усиление наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, поврежденных пожаром, производится установкой дополнительной поперечной арматуры на боковых поверхностях изгибаемых элементов (рис. 2.) [2].

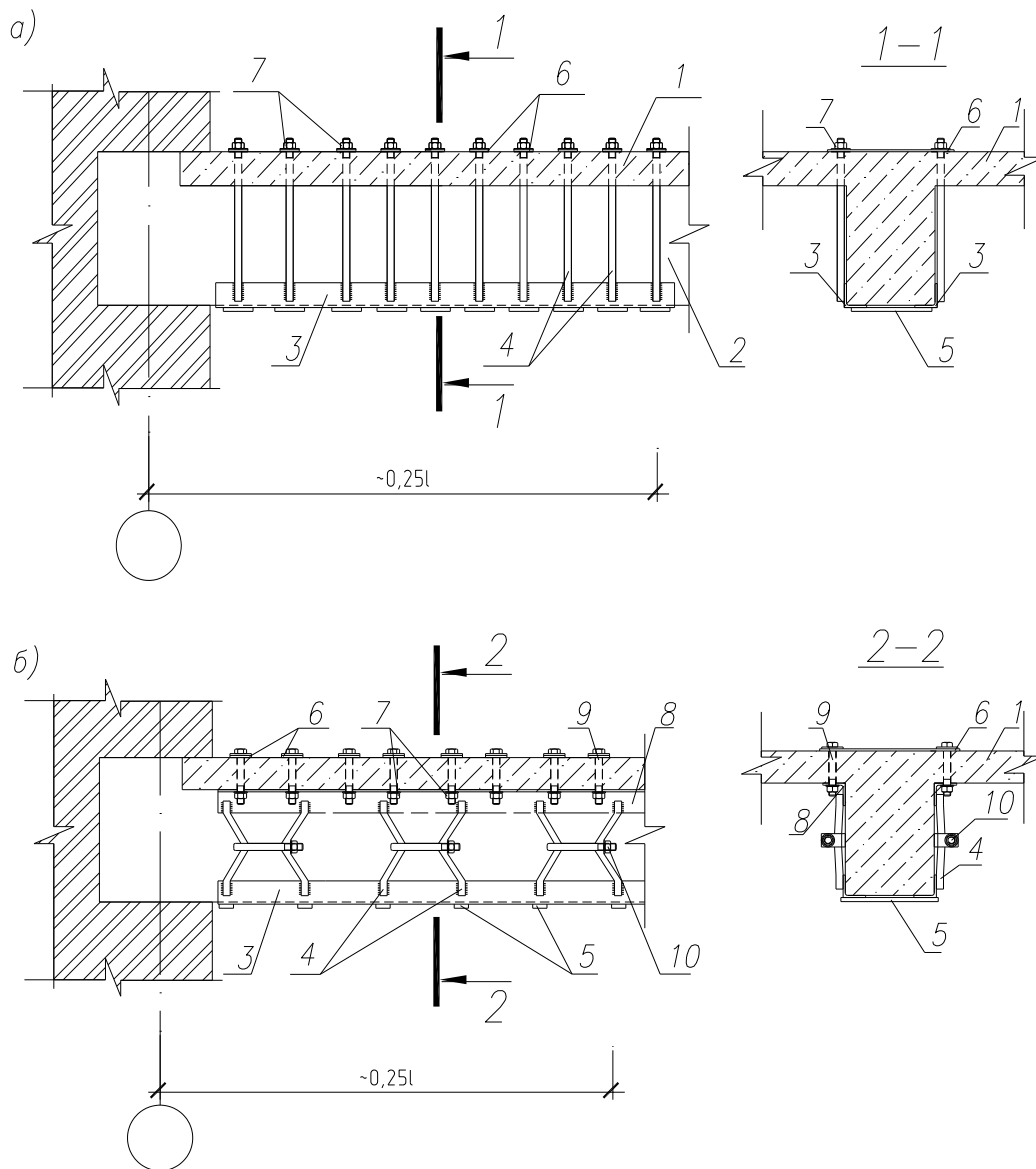


Рисунок 2 - Схема усиления наклонных сечений железобетонных балок:

а) поперечными стержнями, натягиваемыми гайками;

б) поперечными попарно натягиваемыми стержнями;

1 – плита перекрытия; 2 – ребро перекрытия; 3 – продольные опорные уголки; 4 – поперечные стержни; 5 – нижние поперечные планки; 6 – верхние поперечные планки; 7 – гайки; 8 – верхние продольные уголки; 9 – болты; 10 – стяжные устройства

Дополнительная поперечная арматура может быть изготовлена из гладких стержней (класса А-240) с нарезкой на одном конце. Одним концом стержни приваривают к опорным уголкам, закрепленным на усиливаемом элементе, за другой конец дополнительный поперечный стержень натягивается с помощью гайки. Дополнительные поперечные стержни, изготовленные из арматуры класса А-400, привариваются двумя концами к опорным уголкам и вводятся в работу стягиванием с помощью специальных хомутов.

После выполнения усиления все металлические элементы отштукатуриваются по сетке цементным раствором.

Расчет несущей способности дополнительной поперечной арматуры можно произвести по формуле

$$Q_u \leq Q_{u.1} + \frac{\gamma_{sr.2} R_{sw.2} A_{sw.2} n}{s}, \quad (26)$$

где $Q_{u.1}$ – остаточная несущая способность изгибаемого элемента, поврежденного пожаром;

$\gamma_{sr.2}$ – коэффициент условий работы дополнительной арматуры, равный 0,8;

$R_{sw.2}$ – расчетное сопротивление дополнительной арматуры при расчете по поперечному сечению;

$A_{sw.2}$ – поперечное сечение одного стержня дополнительной поперечной арматуры;

n – число поперечных стержней в одном поперечном сечении, $n = 2$;

s – шаг дополнительной поперечной арматуры.

Степень огневого воздействия при пожаре на строительные конструкции зависит от их материала, размеров, положения в пространстве, нагрузки, температуры и длительности воздействия пожара, средств тушения. Место возникновения пожара, продолжительность горения, максимальная средняя температура в помещении во время пожара, средства тушения должны отражаться в акте органов государственного пожарного надзора «Описание пожара». При отсутствии в акте «Описание пожара» необходимых данных или их недостаточности, температуру конструкции и время огневого воздействия можно ориентировочно определить по состоянию конструкции.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гроздов В.Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений. – СПб., 2004.
2. Гроздов В.Т., Курлапов Д.В., Поддубный И.В. Рекомендации по техническому обследованию и проведению мероприятий по усилению или замене несущих конструкций малоэтажных зданий повреждённых воздействием пожара / ВИТУ. – СПб., 2008. – 74 с.
3. Ильин Н.А. Последствия огневого воздействия на железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1979.
4. Методические рекомендации по оценке свойств бетона после пожара / НИИЖБ – М.: Стройиздат, 1985.

ОБСЛЕДОВАНИЕ ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ, АРМИРОВАННОЙ СТЕКЛОКОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРОЙ, С ПОМОЩЬЮ ГЕОРАДАРА

Лапшинов Андрей Евгеньевич¹, зав. ЛОЗиС, ст. преп. каф. ЖБК
e-mail: La686@ya.ru

Калашников Алексей Юрьевич², научный сотрудник
e-mail: x_kalash@mail.ru

¹ ФГБОУ ВО НИУ МГСУ (www.mgsu.ru),

² ФГБОУ ВО МГУ имени М.В. Ломоносова (www.msu.ru),
г. Москва

АННОТАЦИЯ

В статье описывается опыт обследования фундаментной плиты, армированной двумя сетками стеклокомпозитной арматурой. Определение наличия композитной полимерной арматуры в теле конструкции было выполнено с помощью метода георадиолокации. Результаты показали хорошую сходимость результатов определения положения стержней композитной арматуры методом георадиолокации по сравнению с проектным размещением арматуры в плите. С помощью георадара удалось определить не только сетку композитной арматуры, но и места усиления армирования, нахлестки стержней.

Ключевые слова: обследование зданий; обследование конструкций; композитная арматура; георадар; фундаментная плита; радарограмма.

THE GRP INSPECTION OF FOUNDATION SLAB REINFORCED WITH GFRP BARS

Lapshinov Andrey Evgen'evich¹, Head of LOZiS, Senior Lecturer
e-mail: La686@ya.ru

Kalashnikov Aleksey Yur'evich², Research Engineer
e-mail: x_kalash@mail.ru

¹ National Research Moscow State University of Civil Engineering (www.mgsu.ru),

² Lomonosov Moscow State University (www.msu.ru),
Moscow

ABSTRACT

The article describes the experience of the inspection of a foundation slab reinforced with two meshes of GFRP reinforcement. The determination of the presence of GFRP reinforcement in the structure performed by using the GPR method. The results showed good convergence of the results in comparison with design placement of reinforcement in the structure. With the GPR, it was possible to determine not only the mesh of composite reinforcement, but also places for additional reinforcement, lap splices of bars.

Keywords: inspection of buildings; inspection of structures; GFRP reinforcement; GPR; foundation slab; radargram.

Введение

С введением в действие нормативных документов в области методов испытаний [11] композитной полимерной арматурой и проектирования конструкций ею армированных [12] число таких конструкций будет расти год от года.

Однако, как уже указывалось ранее в работах [5] на сегодняшний день существует определенный пробел в части нормативной документации по обследованию [10] конструкций, армированных композитной арматурой. Обособленно стоит вопрос определения величины защитного слоя бетона и наличия композитной полимерной арматуры. Использование традиционных электромагнитных методов (как для стальной арматуры) будет бесполезным из-за неметаллической природы АСК.

Таким образом, была поставлена задача исследовать возможность определения наличия композитной арматуры в теле армированной бетонной конструкции – фундаментной плиты при помощи метода георадиолокации.

В качестве исследуемого объекта была принята первая в мире фундаментная плита под 15-этажный жилой дом, армированная двумя сетками из композитной полимерной арматуры на основе стеклянного ровинга [9]. Общие габаритные размеры фундаментной плиты в плане ~48×18 м. Толщина плиты варьировалась от 450 до 1100 мм в зависимости от расположения основных несущих вертикальных конструкций здания. По определению современных строительных норм данная конструкция при таких параметрах относится к категории массивных конструкций.

Фундаментная плита заармирована стеклокомпозитной арматурой диаметром 18...22 мм с песчаным анкерочным покрытием производства фирмы

«Гален». Основное (фоновое) армирование плиты было установлено с шагом 200 мм. В приопорных и пролетных зонах были установлены дополнительные стержни арматуры с шагом 100...200 мм.

Метод георадиолокации часто используют при исследовании бетонных конструкций, в частности, определения их толщины, для изучения глубины залегания и шага арматурной сетки, анализируются возможности поиска пустот под жесткими, в том числе бетонными покрытиями и т.д. [1-4, 6-8]. Однако, целенаправленного изучения строения бетонных конструкций, армированных стеклокомпозитной арматурой, не проводилось. Проблемой обследования такого типа плит является то, что стеклокомпозитная арматура и бетон имеют слабый контраст электрофизических (диэлектрической проницаемости) свойств. Стоит отметить, что плотность стеклокомпозитной арматуры (1900-2100 кг/м³) сопоставима с плотностью бетона без армирования (2200-2400 кг/м³).

Аппаратура и методика работ

Для георадиолокационного профилирования использовался георадар «Zond-12e» (Radar Systems, Inc., г. Рига, Латвия) с антенной 1500 МГц. При проведении опытно-методических исследований были опробованы также более высокочастотные и низкочастотные антенны, однако для решения поставленных задач наиболее оптимальной с точки зрения глубинности и разрешающей способности по вертикали оказалась экранированная антенна 1500 МГц. Работы проводились методом непрерывного профилирования. Позиционирование осуществлялось с помощью одометра, интервал между точками зондирования по профилю составлял 1 мм. Обработка полевых радарограмм проводилась в программном пакете Prism 2.60.02 (Radar Systems, Inc., г. Рига, Латвия).

Скорость распространения электромагнитных волн, необходимая для перевода из временного в глубинный масштаб оценивалась путём сопоставления времени отражения (t) от известных границ с глубиной фактической (H). Скорость определяется, исходя из соотношения:

$$H=t/2\times V, \quad (1)$$

где H – толщина плиты;

t – измеряемое на георадарограмме время;

V – скорость распространения электромагнитной волны в среде на интервале от точки наблюдения до точки отражения.

Скорость, определенная таким образом, составила 15 см/нс ($\epsilon = 4$).

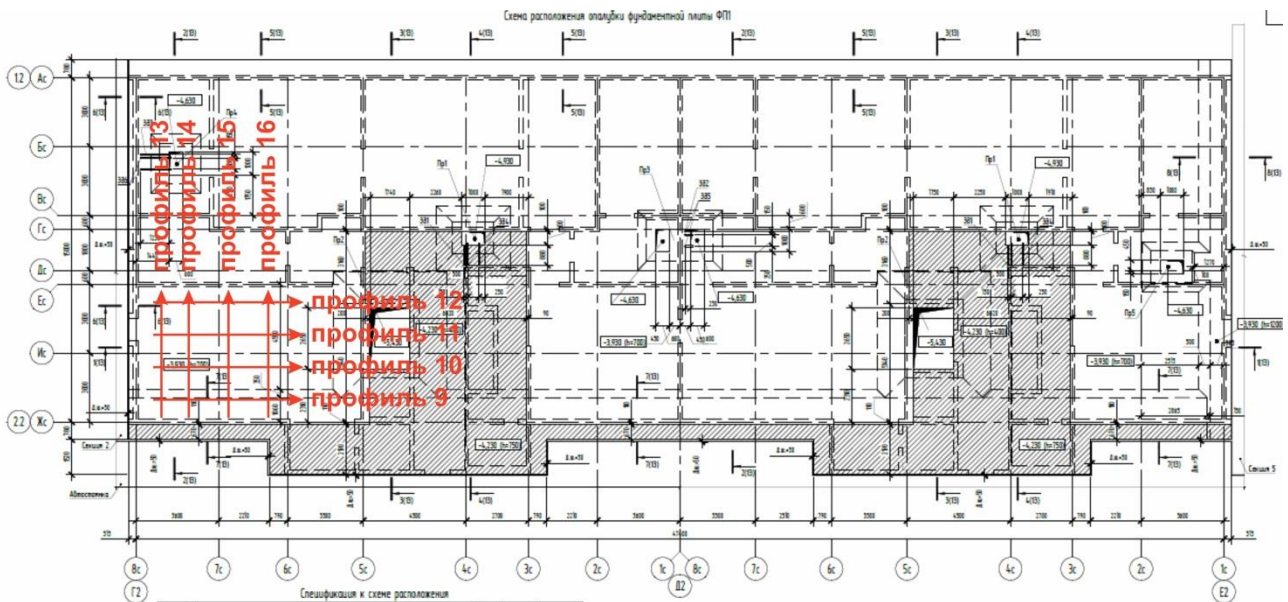


Рисунок 1 - Положение георадиолокационных профилей на тестовом участке

Результаты георадиолокационных исследований

Опытно-методические георадиолокационные работы проводились на фундаментной плите толщиной 70 см. Самой нижней отражающей границей на георадарограммах является поверхность искусственного грунта. Монолитная плита на данном участке имеет толщину 700 мм и два слоя армирования.

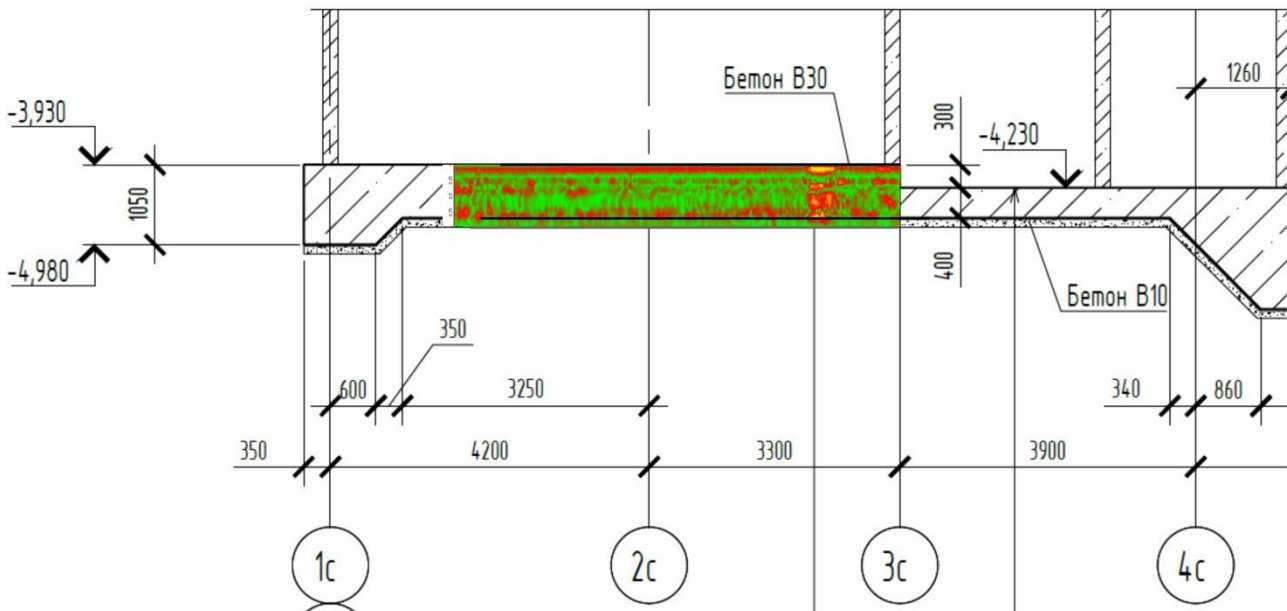


Рисунок 2 - Привязка георадиолокационных данных и проекта

Граф обработки георадиолокационных данных построен таким образом, чтобы оси синфазности дифрагированных волн превращались в точки дифракции. Хорошо видно, что на радарограммах выделяются основные конструктивные элементы плиты (рис.2). Также отчетливо выделяется верхний слой арми-

рования, вплоть до каждого стержня. Внутри плиты на большей части профилей, как правило, также присутствует один или два отражающих горизонта. Эти границы могут быть различной протяженности и происхождения, но в данной статье не рассматриваются.

Верхний слой армирования на радарограммах имеет неоднородное строение. В большинстве случаев, отдельные стержни стеклокомпозитной арматуры превращаются в точку дифракции. Но встречаются более сложные волновые формы, которые также характеризуются увеличением амплитуды отражений. Для понимания природы таких аномалий было проведено сопоставление георадарограмм с проектной документацией до заливки плиты. Выяснилось, что подобные «аномальные» зоны связаны с местами, где было уложено дополнительное армирование (спаренные стержни арматуры, рис. 3).

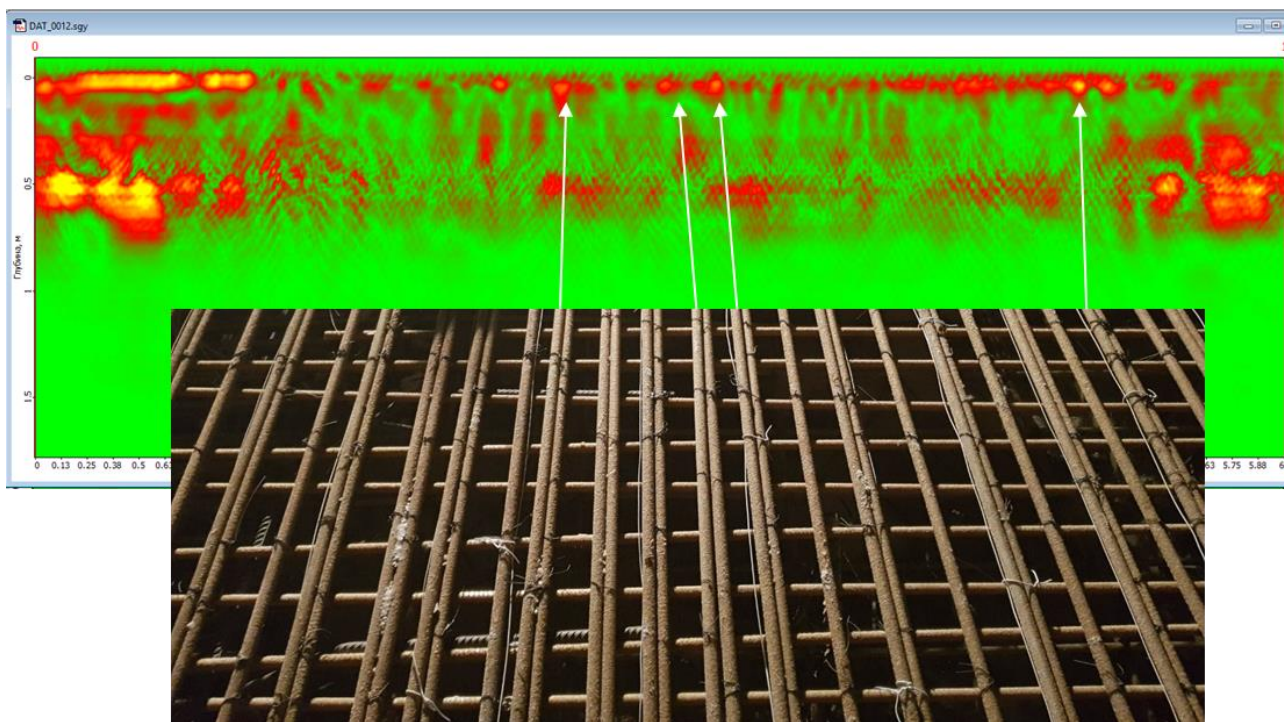


Рисунок 3 - Определение мест усиления

Другая характерная волновая запись характеризуется увеличением амплитуды и слиянием отражений от отдельных прутков в одну зону. Привязка к проектной документации показывает, что такая запись соответствует зонам усиления, в которых уменьшен шаг армирования.

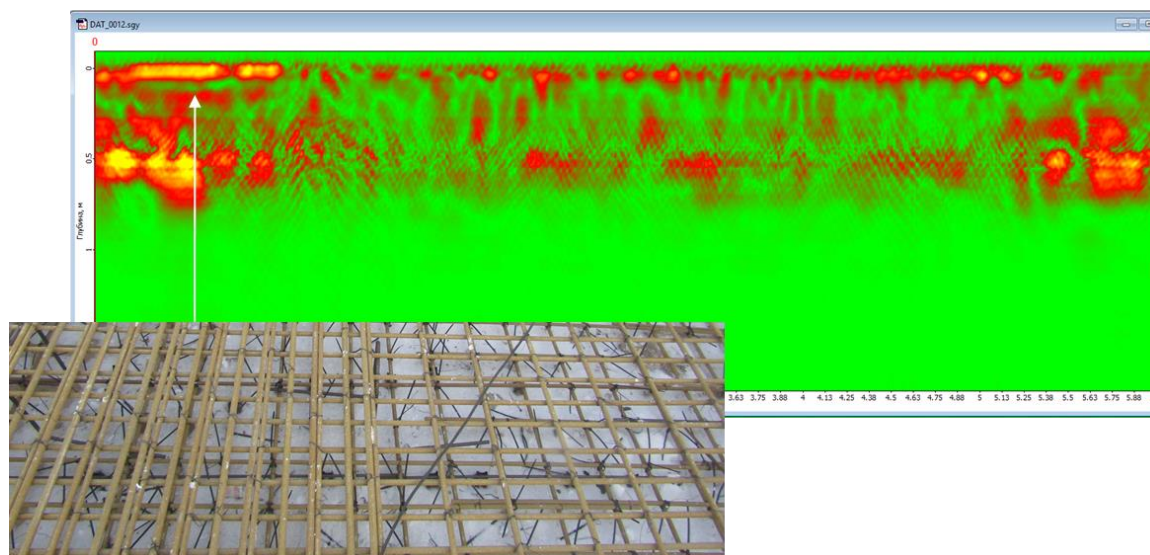


Рисунок 4 - Определение мест усиления

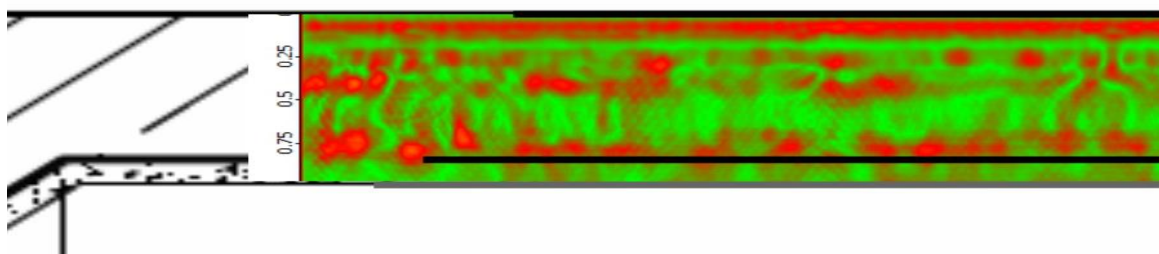


Рисунок 5 - Определение нижнего слоя армирования

В отличие от верхней части георадарной записи, в нижней части выделяются только высокоамплитудные отражения, предположительно от мест расположения дополнительной арматуры (Рис. 5). Скорее всего, отражение от отдельных прутков арматуры не выделяется из-за малого соотношения сигнал/шум, полученного вследствие слабой контрастности электрофизических свойств и затухания электромагнитных волн.

Использованный при работах георадар с экранированной антенной 1500 МГц позволил изучить строение бетонной плиты на всю ее толщину по всей площади и определить положение стеклокомпозитной арматуры.

Выводы

1. Используя метод георадиолокации можно достоверно определить положение стеклокомпозитной арматуры в бетонной армированной конструкции.
2. Нижняя арматурная сетка определяется хуже из-за физических особенностей метода и изучаемой среды.
3. Также с помощью георадиолокации можно определять дефекты бетонирования в теле конструкции.

ЛИТЕРАТУРА

1. Еременко А.В., Зверев Е.О., Клепикова С.М., Монахов В.В. Георадиолокация в присутствии железобетонных конструкций // Разведка и охрана недр. - 2004, №12. С. 26-28.
2. Капустин В.В., Кувалдин А.В. Применение комплекса геофизических методов при исследовании фундаментных плит. 2015. Технологии сейсморазведки, № 1, с. 99-105.
3. Капустин В.В., Хмельницкий А.Ю. О возможности использования неоднородных электромагнитных волн для исследования фундаментных конструкций. 2011. Вестник МГУ, Сер. 4. Геология. № 1, с. 52-55.
4. Капустин В.В., Хмельницкий А.Ю. Проблемы малоглубинной сейсморазведки и георадиолокации в составе инженерно-геологических изысканий. Применение волновых методов для неразрушающего контроля фундаментных конструкций. 2013. М., «Университетская книга», с. 116.
5. Лапшинов А.Е. Обследование и контроль качества конструкций, армированных и усиленных композитными полимерными материалами // В сборнике: Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения Материалы VIII международной научно-практической конференции. 2017. С. 129-135.
6. Старовойтов А.В. Интерпретация георадиолокационных данных. 2008. М., Издательство МГУ, с. 192.
7. Старовойтов А.В., Пятилова А.М., Шалаева Н.В., Калашников А.Ю. Выделение пустот методом георадиолокации. 2013. Инженерные изыскания, № 13, М., Издво ООО «Геомаркетинг», с. 26-33.
8. Судакова М.С., Калашников А.Ю., Владов М.Л., Терентьева Е.Б., Марченко А.Л., Садуртдинов М.Р. Поиск конструктивных пустот в строительных конструкциях методом георадиолокации. 2017. Геотехника, № 2, М., ООО «Геомаркетинг», с. 42-50.
9. V. Kakusha, O. Kornev, M. Kovalev, A. Lapshinov, and E.Litvinov. GFRP Reinforced Foundation Slab Design for 15 Story Residential Building // Durability and Sustainability of Concrete Structures (DSCS-2018). Proceedings, 2nd International Workshop, June 6-7, 2018 Moscow, Russia.
10. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.
11. ГОСТ 31938-2012. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия.
12. СП 295.1325800.2017. Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования.

ОБСЛЕДОВАНИЕ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ, ПЕРЕОБОРУДОВАННЫХ И НЕЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Малахов Александр Валерьевич¹, аспирант кафедры УЗиС

e-mail: 4ega@inbox.ru

Косинов Виктор Васильевич², старший преподаватель кафедры ГСиХ

e-mail: t.e.k.i.l.a.87@mail.ru

Марфин Кирилл Васильевич³, к.т.н., доцент кафедры СКиМ

e-mail: marfinkirill@yandex.ru

¹ Юго-Западный Государственный Университет, г. Курск

^{2,3} Орловский Государственный Университет имени И.С. Тургенева,

г. Орел

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрены вопросы, связанные с оценкой технического состояния промышленных зданий, как эксплуатируемых или переоборудованных, так и неэксплуатируемых. На основании результатов комплексного обследования указаны основные дефекты, характерных для каждой из указанных групп зданий, причины их возникновения, а также особенности проведения обследования подобных объектов. Представлен перечень мероприятий необходимый для оценки конструктивной безопасности промышленных зданий, вне зависимости от их состояния и функционального назначения.

Ключевые слова: обследование; мониторинг; эксплуатация; конструктивная безопасность; промышленные здания.

INSPECTION OF THE OPERATED, CONVERTED AND UNEXPLOITED INDUSTRIAL BUILDINGS

Malakhov Alexander Valeryevich¹, Postgraduate Student

e-mail: 4ega@inbox.ru

Kosinov Victor Vasilevich², Senior Lecturer of the Department «UC&E»

e-mail: t.e.k.i.l.a.87@mail.ru

Marfin Kirill Vasilevich³, Ph.D. (Eng), Associate Professor of

the Department «BC&M»

e-mail: marfinkirill@yandex.ru

ABSTRACT

In article the questions connected with assessment of technical condition of industrial buildings as operated or converted and unexploited are considered. On the basis of results of comprehensive examination the main defects, characteristic of each of the specified groups of buildings, the reasons of their emergence and also feature of carrying out inspection of similar objects are specified. The list of actions necessary for assessment of constructive safety of industrial buildings, regardless of their state and functional purpose is submitted.

Keywords: inspection; monitoring; operation; constructive safety; industrial buildings.

В сложных социально-экономических условиях конца 90-х годов 20 века и начала 00-х годов 21 века многие промышленные предприятия не имели возможности задействовать все мощности производства, а некоторые и вовсе приходили в упадок [6]. Часть промышленных зданий и вспомогательных корпусов морально устарели в связи с перевооружением предприятия. Следствием этого является изменение формата производства, переоборудование их в торгово-офисные центры или снос корпусов предприятий. Но, независимо от выбранного пути развития, неотъемлемым условием является оценка технического состояния рассматриваемого объекта для обеспечения конструктивной безопасности [2,4].

В целом, можно выделить три большие группы промышленных зданий:

- первая - здания, эксплуатируемые по своему первоначальному назначению;
- вторая - эксплуатируемые здания, сменившие свое функциональное назначение (в том числе с изменением технологического цикла или сменой функционального назначения);
- третья – здания, не эксплуатирующиеся и не прошедшие процедуру консервации.

Здания, эксплуатируемые по своему первоначальному назначению. Поскольку многие объекты промышленности строились и вводились в эксплуатацию во второй половине 20 века, то к современному периоду их физический

износ подходит к предельным значениям, устанавливаемым нормативной документацией. Это связано как с качеством материалов и технологией возведения, используемыми в то время, так и с условиями эксплуатации объектов.

Комплексное обследование и мониторинг группы промышленных зданий, эксплуатация которых продолжается до сих пор, важен с точки зрения своевременного обнаружения и устранения дефектов, поскольку параметры материалов (такие как прочность железобетонных и каменных конструкций, порог усталости арматуры) могут существенно снизиться относительно проектных значений. Основными дефектами подобных объектов являются:

- трещины в несущих железобетонных и каменных конструкциях;
- оголение арматуры и ее коррозия (рис. 1);
- коррозия металлических элементов (рис. 2).

Помимо этого, стоит отметить, что производства, имеющую высокую влажность, ввиду особенностей технологического цикла, оказывают сильное влияние на конструкции зданий и сооружения - арматура железобетонных элементов на подобных объектах имеет гораздо более высокую степень коррозии. В первую очередь это сказывается на плитах покрытия, так как защитный слой бетона в них меньше, чем в фермах покрытия. Воздействию также подвергаются стропильные и подстропильные фермы покрытия и верхние части колонн. Одновременно с этим, прочность бетона в таких условиях имеет значения выше проектных [1].

Примером подобных процессов могут служить обустройство пропарочных цехов при производстве строительных конструкций или выпарных цехов в пищевой промышленности.

Также стоит отметить влияние мостовых кранов высокой грузоподъемности, которые создают значительные динамические нагрузки на каркас (в первую очередь горизонтальные связи и подкрановые балки). Помимо этого, частым дефектом является повреждение колонн механическим способом в процессе перемещения грузов. Подобные явления можно отметить на металлургических производствах. В целом, основываясь на годах постройки и специфике технологического процесса внутри здания, с большой долей вероятности, можно оценить общее техническое состояние несущих и ограждающих конструкций. Степень развития дефектов будет во многом зависеть от качества эксплуатации здания собственником. При проведении своевременных текущих и капи-

тальных ремонтов в здании должны отсутствовать явные силовые дефекты несущих конструкций. Самыми «слабыми» местами, требующими наиболее частого ремонта, в большинстве случаев, являются кровля и отмостка эксплуатируемых зданий. Невыполнение плановых работ по ремонту этих элементов в долгосрочной перспективе может значительно снизить период безопасной эксплуатации здания.

Таким образом, определение технического состояния действующих объектов производства является неотъемлемым инструментом в процессе их эксплуатации для защиты от преждевременного истощения несущей способности.



Рисунок 1 - Разрушения защитного слоя бетона с обнажением и коррозией арматуры плиты покрытия действующего промышленного предприятия



Рисунок 2 - Коррозия металлической балки покрытия действующего промышленного предприятия

Эксплуатируемые здания, сменившие свое функциональное назначение.

Комплексное обследование объектов промышленности, которые изменяют технологический цикл или переводят в группу торгово-офисных помещений, ставит перед собой цель определения остаточного ресурса конструктивных элементов.

Стоит отметить, что практика обследования подобных объектов показывает - каркасы промышленных зданий имеют большой запас прочности и большую устойчивость к физико-химическим нагрузкам по сравнению с нагрузками, предполагаемыми для офисных и торговых объектов недвижимости. Таким образом, при подобном изменении функционального назначения не возникает опасности снижения уровня живучести конструктивной системы зданий и сооружений.

Однако, при изменении производственного процесса, в частности изменении температурно-влажностного режима, может происходить смещение плоскости расположения точки росы в ограждающих конструкциях, появление плесени на внутренних несущих элементах, что может служить причиной их разрушения (рис. 3) [8]. Помимо этого, может происходить увлажнение грунта основания. Этот фактор, в отдельных случаях, может привести к проседанию фундаментов, увеличению крена здания, сверхнормативным деформациям несущих конструкций [5].

Также на изменение температурно-влажностного режима существенно влияет изменение конструкций инженерных систем объекта (установка/демонтаж систем вентиляции, калориферных установок (рис. 4).

Помимо этого, могут проявляться силовые дефекты, связанные с перегрузкой несущих конструкций (что встречается довольно редко, ввиду большой несущей способности каркасов промышленных зданий). Здесь особое внимание стоит уделить зданиям с вывешиванием кран-балок на фермы покрытия, поскольку увеличиваются динамические нагрузки и должен быть проведен тщательный анализ связей, обеспечивающих пространственную жесткость каркаса.

Таким образом, для предотвращения перехода зданий и сооружений в аварийную группу технического состояния, при переводе функционального назначения здания или смене технологического цикла, необходимо проведение тщательного анализа, с проведением теплотехнического расчета.



Рисунок 3 - Разрушение наружной версты здания, изменившего функциональное назначение, вследствие монтажа чаши бассейна



Рисунок 4 - Разрушение стеновой панели здания, изменившего функциональное назначение, при установке дополнительных калориферов

Неэксплуатируемые промышленные здания входят в самую сложную категорию объектов, поскольку конструкции, имеющие дефекты, не проходят своевременный мониторинг и могут находиться в аварийном техническом состоянии (рис. 5,6). К подобным дефектам можно отнести:

- сквозное разрушение перекрытий;
- разрушение защитного слоя бетона с коррозией рабочей арматуры;
- сквозную коррозию металлических конструкций.

Большинство дефектов обусловлено увлажнением конструкций в виду сплошных протечек кровли. Помимо этого, существенное влияние на работоспособность конструкций оказывает цикл «заморозка-разморозка». В подобных

условиях может происходить полное промерзание конструкций и их разрушение. При этом, последствия подобных воздействий могут проявиться не сразу, а с течением времени.

В тоже время, воздействие негативных факторов на указанную группу зданий является не систематическим, а периодическим, что может обуславливать их работоспособное техническое состояние.



Рисунок 5 - Обрушения плиты покрытия неэксплуатируемого здания



Рисунок 6 - Разрушение стеновой панели неэксплуатируемого здания

Стоит отметить, что независимо от поставленной цели необходимо выполнение комплексного обследования, включающего инженерно-геологические, инженерно-геодезические изыскания, определение физико-механических свойств материалов, выявление дефектов конструкций и инженерных систем, выполнение поверочные расчеты (по несущей способности и теплотехнических) [3,7].

ЛИТЕРАТУРА

1. Бойко М. Д. Диагностика повреждений и методы восстановления эксплуатационных качеств зданий. – Л.: Стройиздат, 1995.
2. Добромыслов А.Н. Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам. Москва: АСВ, 2008. - 72 с. - ISBN 978-5-93093-297-3.
3. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.- М.: Стандартинформ, 2010.– 60 с.
4. ГОСТ Р 54257-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. – М. : Стандартинформ, 2015. – 13 с.
5. Обследование и испытание зданий и сооружений / В.Г.Козачек, Н.В.Нечаев, С.Н. Нотенко, и др. Под ред. В.И. Римшина. – М.: Высшая школа, 2004. – 447 с.
6. Пожаров А.И. Экономика России в начале XXI века [Электронный ресурс] / А.И. Пожаров // Военно-промышленный курьер. - 2013. - №1(469).- Режим доступа: <https://vpk-news.ru/articles/13875>.
7. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1989. - 105 с.
8. СП 70.13330.2011 "Несущие и ограждающие конструкции".
9. СП 13-102-2003 "Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений".

УСИЛЕНИЕ И ИСПЫТАНИЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ БЕЗРИГЕЛЬНОГО КАРКАСА

Нугужинов Жмагул Смагулович¹, д.т.н, директор
e-mail: kazmirr@mail.ru

Курохтин Алексей Юрьевич², начальник отдела
e-mail: kurohtinau@mail.ru

Курохтина Ирина Алексеевна³, докторант
e-mail: kurohtina.ira@mail.ru

Хабидолда Омирхан⁴, докторант
e-mail: oka-kargtu@mail.ru

^{1,2} Научно-исследовательский, экспертный и проектно-изыскательский
Казахстанский многопрофильный институт реконструкции и развития
(КазМИРР), г. Караганда

³ Карагандинский государственный технический университет, г. Караганда

⁴ Казахский национальный университет им. Аль-Фараби, г. Алматы

АННОТАЦИЯ

В статье приводится вариант усиления плиты перекрытия безригельного каркаса, имеющей существенные дефекты, а также результат ее испытания после выполненного усиления на восприятие оставшейся дополнительной нагрузки.

Ключевые слова: усиление; плита перекрытия; безригельный каркас; предварительное напряжение; капители; углепластик.

STRENGTHENING AND TESTING OF A FLOOR SLAB OF JOINTLESS CONCRETE WITHOUT GIRDERS AND JOINTS

Nuguzhinov Zhmagul Smagulovich¹, D.Eng., a director
e-mail: kazmirr@mail.ru

Kurokhtin Alexey Yurievich², an expert
e-mail: kurohtinau@mail.ru

Kurokhtina Irina Alexeyevna³, a PhD student
e-mail: kurohtinau@mail.ru

Khabidolda Omirkhan⁴, a PhD student

e-mail: oka-kargtu@mail.ru

^{1,2} Scientific research expert and design survey Kazakh multidisciplinary reconstruction and development institute (KazMRDI), Karaganda

³ Karaganda state technical university, Karaganda

⁴ Al-Farabi Kazakh national university, Almaty

ABSTRACT

There in the article is an option of reinforcement of a floor slab of jointless ossature without girders and joints, having large defects, and the result of its testing after performed reinforcement for perception of remained additional load.

Key words: reinforcement; floor slab; jointless ossature without girders and joints; pre-stressing; capitals; carbon fiber reinforced plastic.

Для выявления технического состояния несущих конструкций строящегося здания бизнес-центра в г. Астана, институтом КазМИРП проведен комплекс обследовательских работ [1], в связи с наличием по плитам перекрытия и покрытия значительных прогибов.

Конструктивное решение обследуемого здания – безригельный каркас с монолитным перекрытием (см. рис. 1). Пространственная жесткость каркаса обеспечивается вертикальными диафрагмами жесткости и ядрами жесткости в виде лестничных клеток и лифтовых шахт, в горизонтальном направлении – монолитными железобетонными плитами. Здание бизнес-центра – пятиэтажное с цокольным и техническим этажами, квадратное в плане 37,05×37,05 м, с неравномерным шагом колонн: в направлении цифровых осей от 2,5 м до 8,5 м; по буквенным осям от 3,95 м до 8,5 м. Фундамент – свайно-столбчатый. Колонны – монолитные железобетонные сечением 50х50 м. Перекрытие – монолитные железобетонные плиты толщиной 22 см без капителей. По назначению в цокольном этаже располагается паркинг на 30 машиномест, с 1-го по 3-й этаж – выставочные залы, с 4-го по 5-й этаж – офисные помещения.

На момент проведения обследования монолитного железобетонного каркаса здания осуществлялись работы устройства фасадных систем по периметру здания.

Фактическое объемно-планировочное решение здания в целом соответствовало проекту.



Рисунок 1 – Здание бизнес-центра

В результате проведения детально-инструментального обследования и анализа принятых конструктивных решений по монолитным железобетонным плитам перекрытий выявлен ряд отклонений от конструктивных требований, а именно:

- при пролетах более 8 м плиты рекомендуется выполнять плоскими с капителями или межколонными балками, по факту при пролете 8,5 м устроены плоские монолитные железобетонные плиты без капителей со скрытыми балками;
- толщину плоских плит сплошного сечения рекомендуется принимать не менее $1/30$ наибольшего пролета плиты и не больше 25 см: т.е. при фактических пролетах 7,5 м и 8,5 м толщина плиты должна составлять соответственно 25 см и 28 см, по факту толщина плит 22 см;
- дополнительную арматуру над опорной частью рекомендуется выводить за опору не менее чем на $1/4$ пролета, по факту дополнительная верхняя арматурная сетка выведена на 750 мм, в то время как для пролетов 6,0 м, 7,5 м, 8,5 м должна выведена не менее чем на 1,5 м, 1,9 м и 2,1 м соответственно (см. рис. 2);
- стыковка арматуры в проекте выполняется внахлест, величина нахлеста не соответствует требованиям действующих нормативно-технических документов.

Также в процессе детально-инструментального обследования обнаружены и выявлены следующие дефекты и повреждения:

- дефекты бетонирования в виде сколов, раковин с оголением корродирующей арматуры, наплывы, некачественно выполненные рабочие швы, недостаточный защитный слой;
- наличие силовых сквозных трещин как по плитам перекрытия, так и по диафрагмам жесткости с шириной раскрытия более 0,5 мм;
- устройство непроектных отверстий под инженерные коммуникации и дверные проемы, наличие высолов, следов протечек атмосферной влаги на отдельных участках;
- частичное разрушение плиты покрытия в узле сопряжения с колонной;
- по результатам геодезической съемки по плитам перекрытия, только от их собственного веса, зафиксированы прогибы, превышающие допустимые более чем в 3 раза [2].

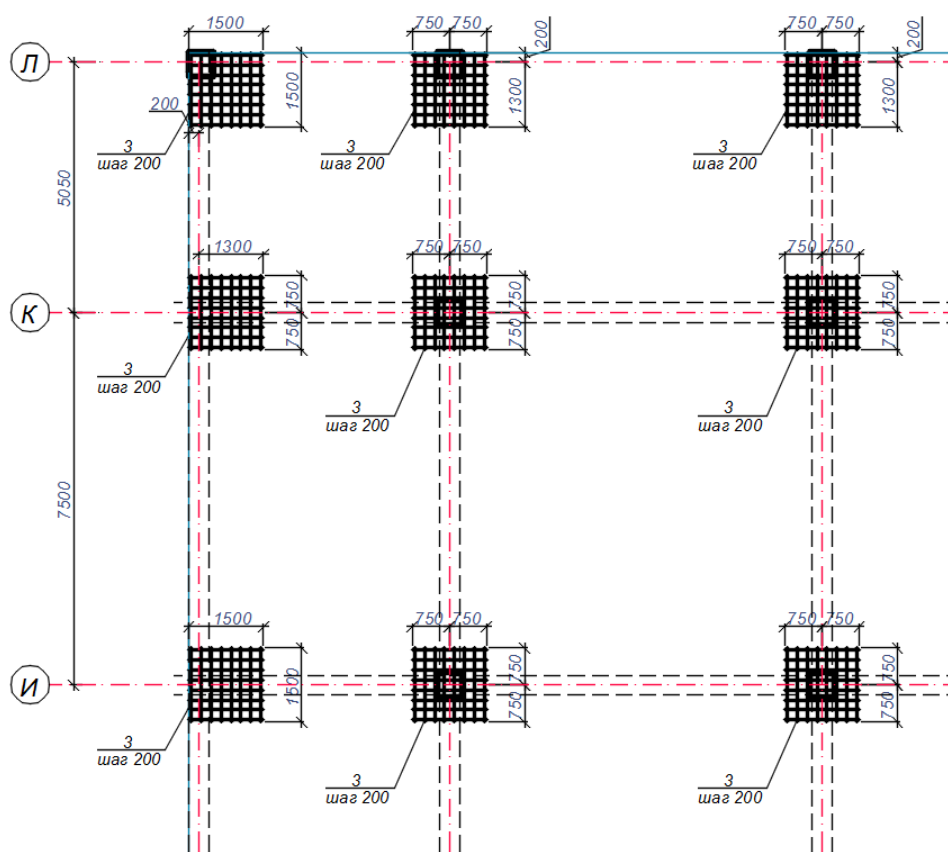


Рисунок 2 – Фрагмент чертежа с верхней дополнительной арматурой

Для окончательной оценки технического состояния несущих монолитных железобетонных конструкций проведены поверочные расчеты. С этой целью построено несколько конечно-элементных моделей: 1 модель – расчет каркаса здания на все возможные нагрузки и воздействия с учетом его совместной работы с основанием; 2 модель – расчет плиты перекрытия 1-го этажа в физически нелинейной постановке (плита перекрытия моделировалась оболочечными элементами), в данной схеме учитывалось ее фактическое армирование; 3 модель – расчет усиления плиты перекрытия 1-го этажа в физически нелинейной постановке (плита перекрытия и силовая набетонка моделировалась объемными элементами, элементы внешнего армирования оболочечными) (см. рис. 3, 4.) По результатам поверочных расчетов установлено, что в усилении нуждаются все плиты перекрытия, около 60% монолитных железобетонных колонн и два фундамента.

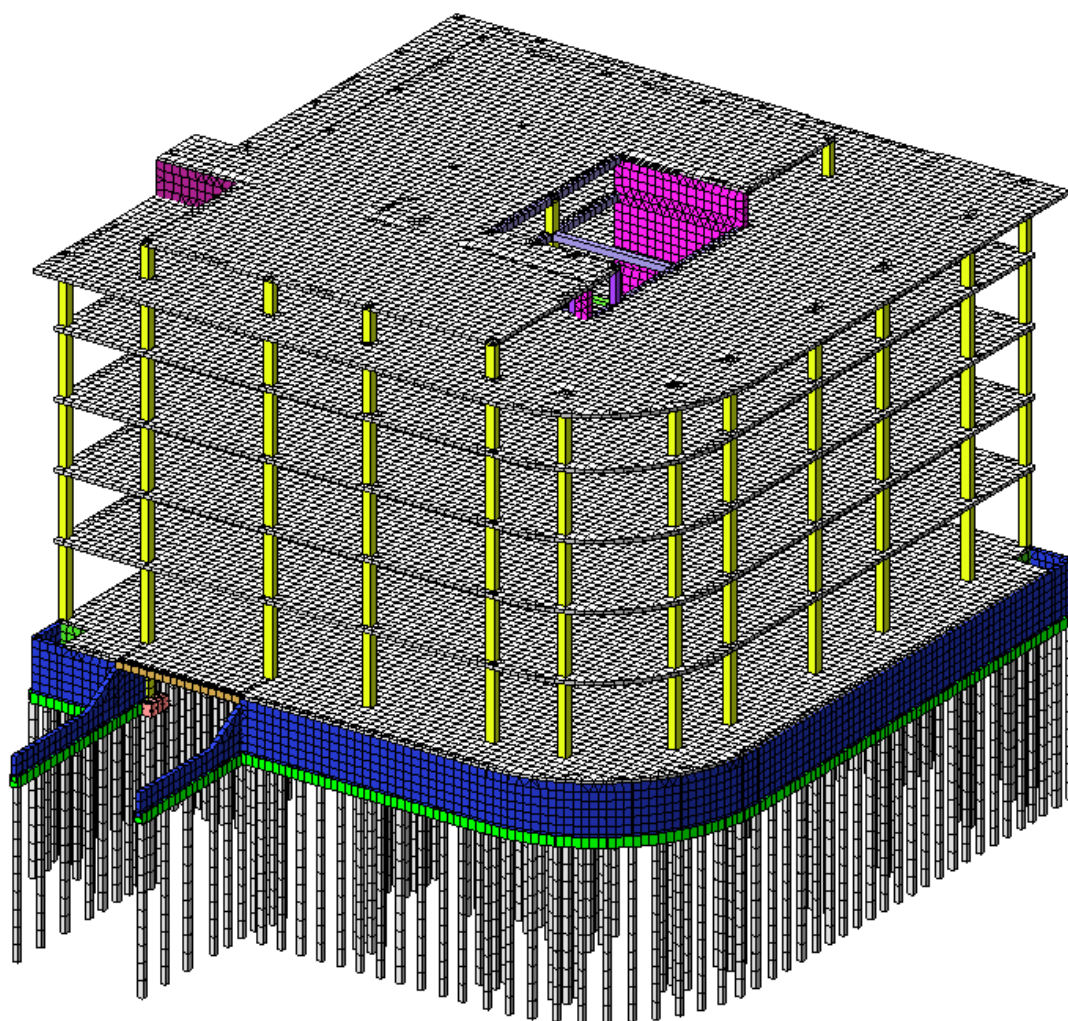


Рисунок 3 – Изометрический вид расчетной схемы

В итоге, на основании детально-инструментального обследования и поверочных расчетов, институтом КазМИРР разработаны технические рекомендации по усилению несущих строительных конструкций бизнес-центра. Особое внимание в рекомендациях уделено усилению плит перекрытия. В качестве варианта усиления, нашими специалистами предложено устройство железобетонных силовых набетонок с анкеровкой в железобетонное перекрытие и усиление железобетонных плит перекрытий элементами внешнего армирования углепластиком холодного отверждения методом наращивания. Приведенный способ усиления предложен по причине того, чтобы не перегрузить плиту перекрытия элементами усиления.

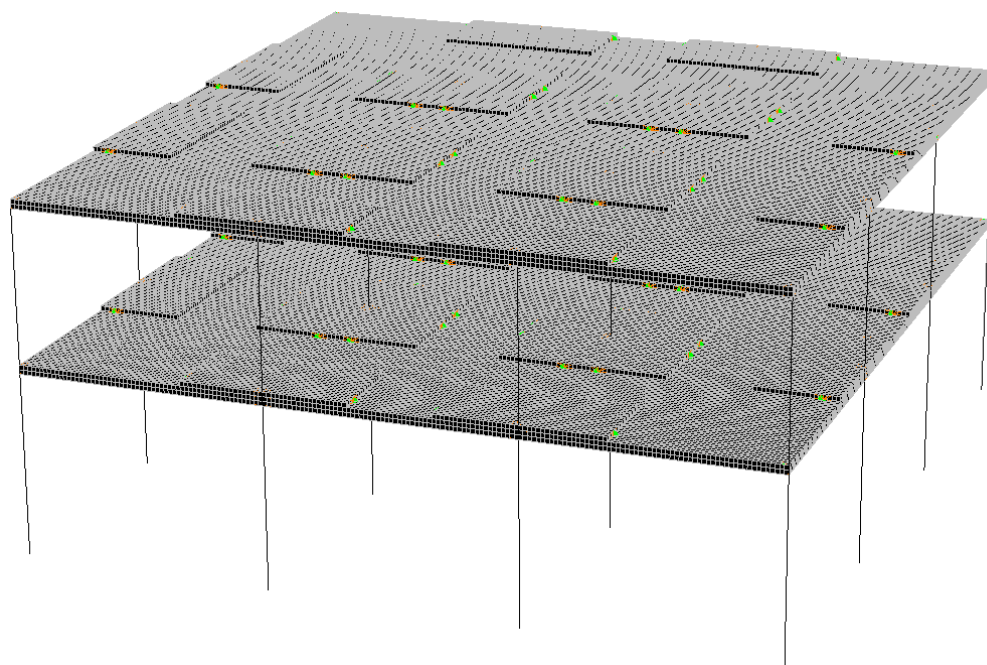


Рисунок 4 – Фрагмент расчетной схемы 3 модели

В качестве элемента внешнего армирования плиты перекрытия использованы углеродные холсты «Практик Форс 230», физико-механические характеристики данных холстов представлены в табл. 1. Для пропитки и приклейки углеродных холстов к бетону использовали эпоксидный компаунд «Практик Фикс» (см. табл. 2). Для пропитки (обеспыливания) поверхности бетона перед наклейкой углеродных полотен использовался праймер – водная дисперсия эпоксидной смолы «Практик Сил». Углеродные холсты приклеивались по нижней грани плиты перекрытия. Схема расположения холстов представлена на рис. 5. Дополнительно углеродистые холсты по концам, при помощи металлических пластин, имели анкеровку к плите перекрытия.

Предварительно напряженные силовые набетонки по периметру колонн выполнены толщиной 60 мм из бетона класса В30 с анкерровкой в железобетонное перекрытие с устройством арматурного каркаса – 5Вр-I с шагом 100×100 мм и напрягаемой арматуры с последующим ее натяжением (сила натяжения 10 т). В качестве напрягаемой арматуры использовалась канатная арматура, типа «моностренд» К7 Ø15.2-15.7 в полиэтиленовой оболочке диаметром 20 мм. Для натяжения канатной арматуры использовались гидродомкрат ДН-1 совместно со станцией НР 70/3.5.2.Р. Натяжение канатной арматуры производилось на бетон, на торец армированной набетонки, после достижения бетоном требуемой прочности (см. рис. 6).

Таблица 1 – Углеродные холсты «Практик Форс 230»

Устойчивость	неограниченная (не подвергать непосредственному воздействию солнечных лучей)
Тип материала	углеродные холсты
Цвет	чёрный
Ориентация волокон	00 (однонаправленная). Холст содержит специальные волокна утка, которые предотвращают разрозненность отдельных углеродных волокон.
Ширина полотна	300 мм
Масса квадратного метра в граммах	230 г/м ²
Толщина полотна	0,12 мм
Прочность волокон на растяжение	4000 МПа
Деформация при разрыве	Не менее 1,5%
Е - Модуль Юнга	230 ГПа

Таблица 2 – Эпоксидный компаунд «Практик Фикс»

Цвет	* комп. А белый * комп. Б серый * смесь А + Б светло серый
Пропорции смешивания	(по весу) А : Б = 2 : 1
Плотность	(А + Б) 1,6 кг/ дм ³
Срок годности к использованию (жизнеспособность) после смешивания компонентов	(при темп. + 23°С) не менее 180 минут
Срок годности нанесённого клея	(при темп. + 23°С) не менее 180 минут
Липкость	при темп. + 23°С материал имеет консистенцию пасты
Температура перехода в глазурь	+155 °С
Прочность на растяжение	>40 Н/мм ²
Адгезия к бетону	>3.0 Н/мм ²
Деформация на разрыв	Не менее 1,5%
Е - Модуль Юнга	380 кН/мм ²
Темп. аппликации	+ 5 до + 30 °С
Упаковка	комплект (А + Б) 12 кг; 3 кг
Складское хранение	в оригинальных упаковках при темп. + 5°С до 25°С срок хранения 1 год

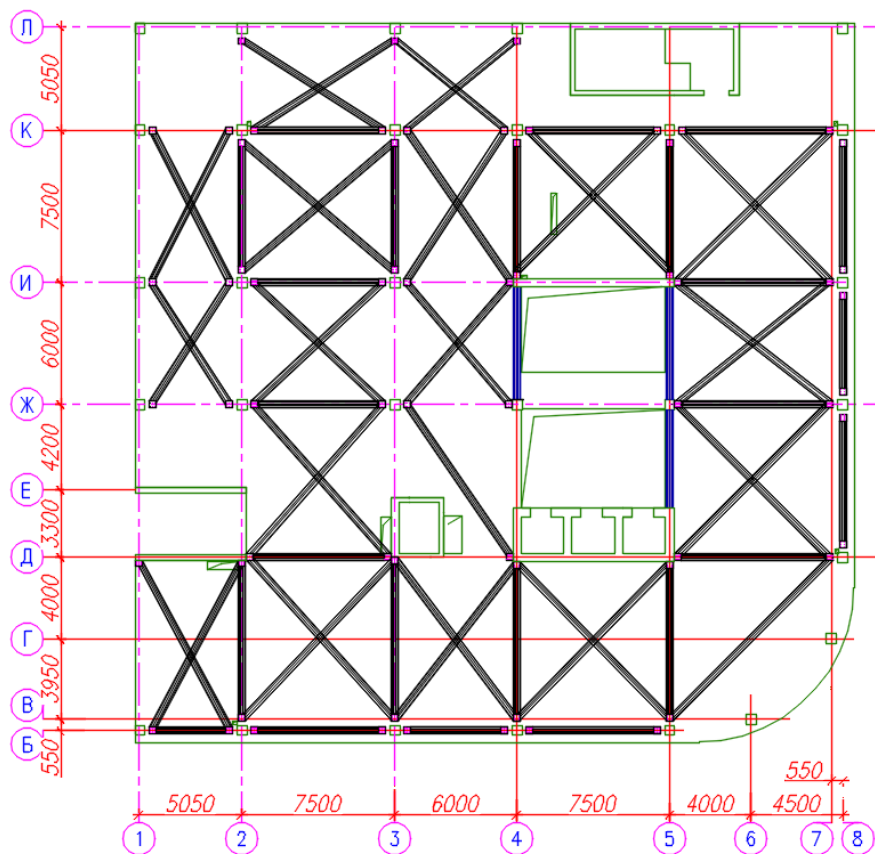


Рисунок 5 – Схема расположения холстов усиления

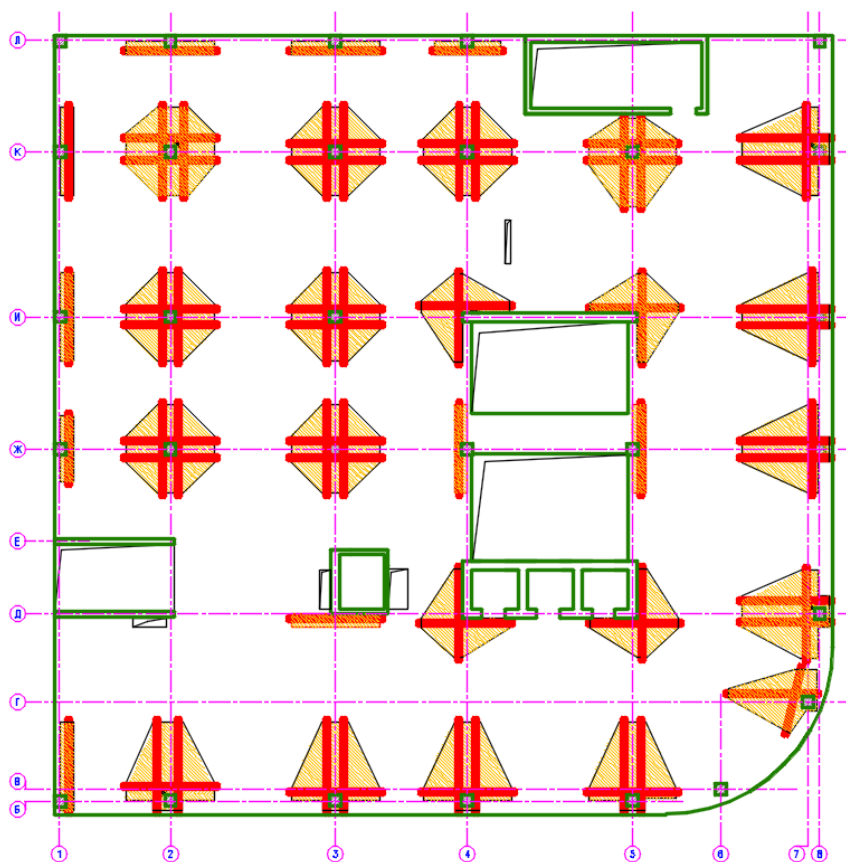


Рисунок 6 – Схема расположения силовых набетонок

Для проверки надежности принятого способа усиления плиты перекрытия и обоснования принятых решений предложено испытать плиту перекрытия на восприятие оставшейся дополнительной нагрузки, включающей в себя полезную и нагрузку от инженерного оборудования, полов, перегородок. Для проведения испытания выбран внутренний участок плиты перекрытия 1-го этажа в осях 2-3/И-К с размерами в плане $7,5 \times 7,5$ м, как участок с наиболее большими пролетами. Данный участок был загружен максимально возможной дополнительной нагрузкой, которая может прийти на какой-либо участок плиты перекрытия. Дополнительная нагрузка включала в себя:

- Полезную нагрузку – 400 кг/м^2 ;
- Нагрузку от полов – 185 кг/м^2 ;
- Нагрузку от перегородок – 250 кг/м^2 ;
- Нагрузку от инженерного оборудования – 50 кг/м^2 ;

Итого: $\approx 885 \text{ кг/м}^2$.

Испытание производилось статической нагрузкой, при этом контролировались такие параметры, как фактическое значение прогиба, ширина раскрытия трещин под нагрузкой, а также прирост относительных деформаций под нагрузкой в характерных точках.

При проведении испытания использовалось сертифицированное оборудование, которое позволяет произвести замеры с обеспечением требуемой точности [3]. В процессе испытания контролировался ряд параметров: прогиб, относительные деформации, ширина раскрытия трещин. Так как участок плиты перекрытия опирается по четырем углам, то прогиб измерялся в центре плиты, для этого при помощи геодезической съемки контролировались 9 точек плиты перекрытия. Дополнительно для фиксации относительных деформаций на плиту перекрытия было установлено 6 тензометрических датчиков (см. рис. 7).

До начала нагружения плиты перекрытия был произведен повторный осмотр плиты перекрытия с фиксацией всех дефектов, повреждений и трещин с привязкой к осевым линиям.

Нагружение плиты перекрытия происходило в несколько этапов. На первом этапе выполнялось нагружение пробной нагрузкой, составляющей 20% от общей нагрузки для испытания, что составляет 175 кг/м^2 . Выдержка при этом составила около 50 минут. На втором этапе происходило дальнейшее нагружение плиты перекрытия ступенями (всего 9 ступеней, на каждой ступени при-

кладывалось около 80 кг/м^2). На третьем этапе произведена разгрузка плиты перекрытия в обратном порядке. Для нагружения плиты перекрытия использовались замаркированные мешки с песком по 25 кг. Нагружение производилось в направлении от опор к середине, симметрично относительно центра пролета. На каждом этапе нагружения производился тщательный осмотр нижней поверхности участка плиты перекрытия с фиксацией всех параметров в специальном журнале проведения испытания.

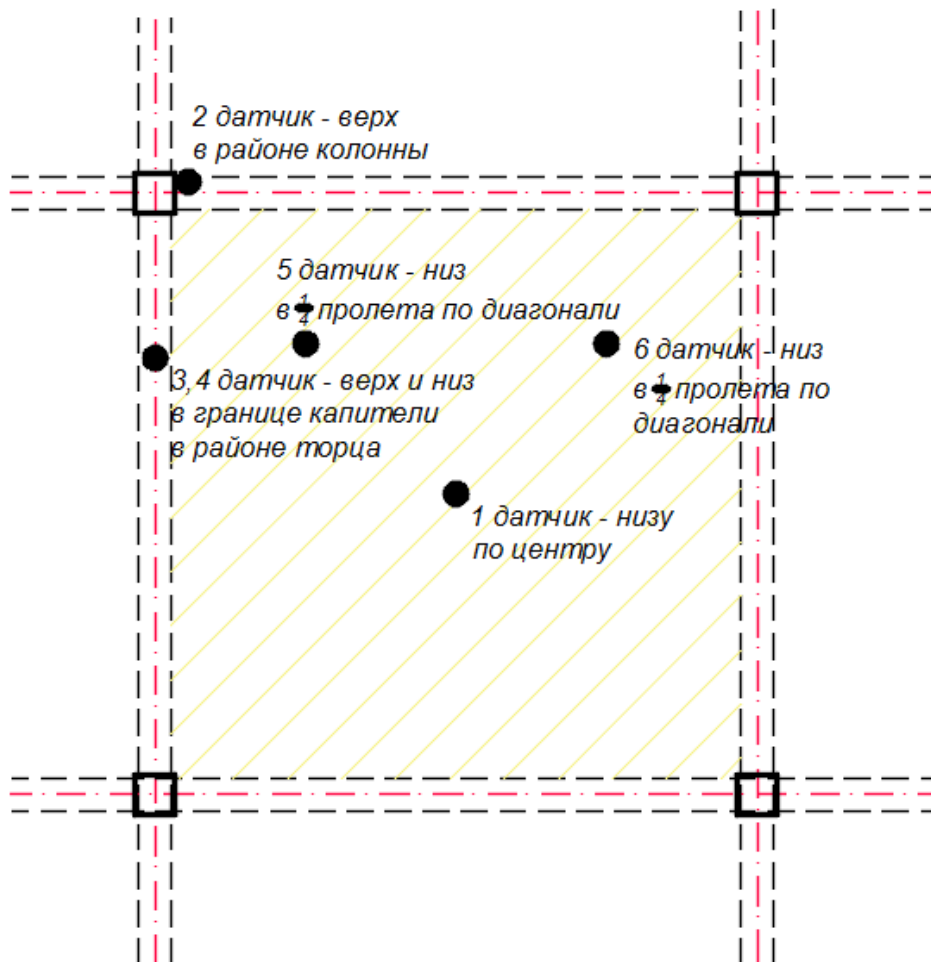


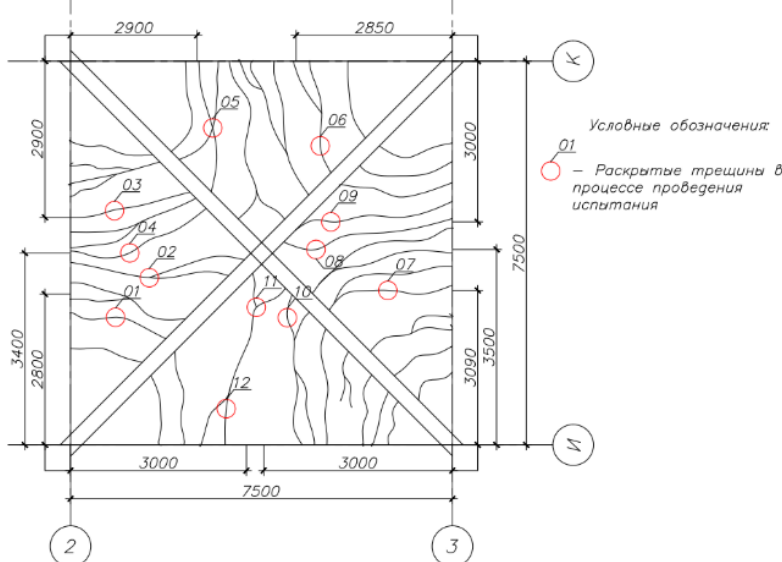
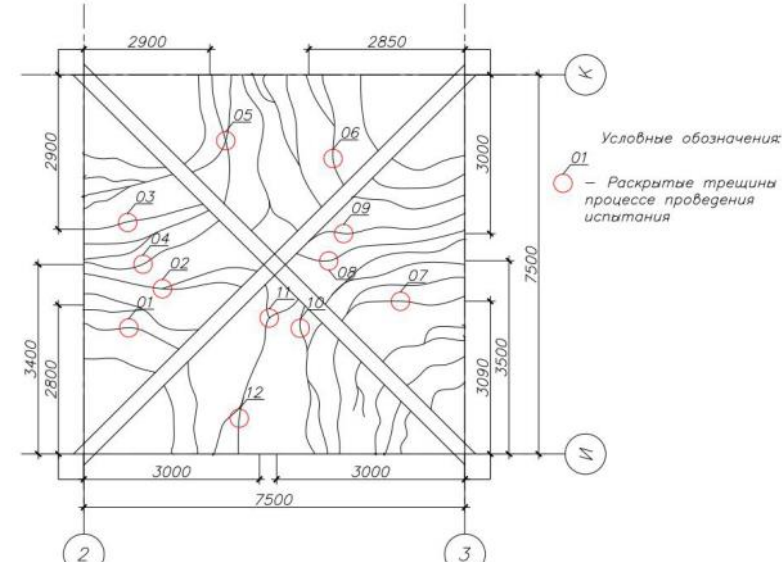
Рисунок 7 – Схема расположения датчиков

В табл. 3 представлены результаты осмотра плиты перекрытия до начала проведения испытания. Как видно из этой таблицы, прогиб плиты составляет 50,7 мм, а сама плита имеет трещины шириной раскрытия до 0,25 мм. В этой же таблице даны результаты осмотра плиты перекрытия при полной дополнительной нагрузке, составляющей 885 кг/м^2 . Прогиб при этом стал равным 64,7 мм, а ширина раскрытия отдельных трещин достигла 0,4 мм. Как видно, под дополнительной нагрузкой имеется незначительное увеличение прогиба на 14 мм. Сле-

дует отметить, что по окончании разгрузки испытываемого участка плиты перекрытия прогиб на участке практически вернулся в первоначальное состояние и составил 51 мм.

Максимальные относительные деформации бетона на сжатие, зафиксированные тензометрическими датчиками от полной дополнительной нагрузки, составили 0,8‰ (предельные деформации бетона составляют около 2‰), на растяжении 0,06‰ (см. табл. 4).

Таблица 3 – Картирование трещин плиты перекрытия в осях 2-3, И-К на отметке +4,420

до начала проведения испытания	 <p style="text-align: center;">Прогиб плиты составляет 50,7 мм</p>		Ширина раскрытия трещин, $a_{ср}$
		1	0,2
		2	0,2
		3	0,15
		4	0,2
		5	0,2
		6	0,2
		7	0,25
		8	0,25
		9	0,25
		10	0,2
		11	0,1
		12	0,1
при полной дополнительной нагрузке	 <p style="text-align: center;">Прогиб плиты при полной нагрузке - 64,7 мм Прогиб плиты после ее разгрузки - 51 мм</p>		Ширина раскрытия трещин, $a_{ср}$
		1	0,2
		2	0,3
		3	0,25
		4	0,25
		5	0,25
		6	0,25
		7	0,35
		8	0,35
		9	0,4
		10	0,3
		11	0,2
		12	0,2

Анализируя результаты проведенного испытания, можно сделать следующие выводы:

1. Предложенный метод усиления плиты перекрытия позволил выполнить усиление без значительного перегруза плиты дополнительными элементами усиления, при этом сохранилась рабочая высота этажа.
2. Испытания участка плиты перекрытия подкрепили поверочные расчеты о достаточной несущей способности плиты после ее усиления.
3. Данный метод усиления достаточно прост и технологичен, не требует к себе применения какого-либо специального крупногабаритного оборудования и ресурсов.

Таблица 4 – Показания тензометрических датчиков

Поз.	L	1 этап		После приложения всей дополнительной нагрузки	
		ΔL	ε	ΔL	ε
1	2	3	4	5	6
1	150	-0,003561	-2,37E-05	-0,131345	-0,00088
2	150	-0,000889	-5,92E-06	-0,008127	-0,00005
3	150	0,000887	5,92E-06	-0,105710	-0,00070
4	150	-0,002669	-1,78E-05	0,009000	0,00006
5	150	0,000887	5,92E-06	-0,062758	-0,00042
6	150	0,000887	5,92E-06	-0,068751	-0,00046

ЛИТЕРАТУРА

1. СН РК 1.04-04-2002 Обследование и оценка технического состояния зданий и сооружений. - Алматы: "KAZGOR", 2003.
2. СНиП 2.01.07-85* « Нагрузки и воздействия», М., 2011.
3. СНиП РК 3.02-05-2010 - "Автоматизированная система мониторинга зданий и сооружений".

ВЛИЯНИЕ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА КИРПИЧНУЮ ОБЛИЦОВКУ СТЕН

Орлова Нина Сергеевна¹, инженер

e-mail: orni2013@mail.ru

Улыбин Алексей Владимирович², к.т.н., генеральный директор

e-mail: ulybin@mail.ru

Федотов Сергей Дмитриевич³, главный инженер

e-mail: sergey.d.fedotov@gmail.com

¹⁻³ ООО «ОЗИС-Венчур» (www.ozis-venture.ru), г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

С середины 1990-х гг. наблюдается разрушение кирпичной облицовки в многоэтажных жилых зданиях по всей территории России. В статье приводится обобщение результатов исследований повреждений облицовочной кирпичной кладки. Установлено, что основной причиной систематических разрушений является недостаточный учет или отсутствие учета температурных воздействий при проектировании кирпичной облицовки. В этой связи актуальным является изучение вопросов, связанных с расчетом данного конструктивного элемента на температурные воздействия. В статье выявлены и приведены основные направления работы исследователей, степень разработанности проблемы расчета кирпичной облицовки на температурные воздействия. В ходе обзора литературы установлена необходимость уточнения характеристик для расчета на температурные воздействия путем проведения практических исследований.

Ключевые слова: кирпичная кладка; температурные воздействия; кирпичная облицовка; слоистые стены; облегченные стены.

THE INFLUENCE OF TEMPERATURE EFFECTS ON BRICK CASING

Orlova Nina Sergeevna¹, Engineer

e-mail: orni2013@mail.ru

Ulybin Aleksey Vladimirovich², PhD (Eng), CEO

e-mail: ulybin@mail.ru

Fedotov Sergey Dmitrievich³, Leading Engineer

e-mail: sergey.d.fedotov@gmail.com

¹⁻³ LLC «OZIS-Venture» (www.ozis-venture.ru), St. Petersburg

ABSTRACT

Since the mid-1990s brick casing has been destroyed in multi-storey residential buildings throughout the country. The article summarizes the results of studies of brick facing damages. It was established that the main cause of systematic destruction is the insufficient accounting or absence accounting of the temperature effects during the design of brick casing. In this regard, it is important to study the issues connected with the calculation of these constructions on temperature effects. The article summarizes and gives the main directions of researchers' work and degree of elaboration of the problem connected with calculating the brick facing on the temperature effects are revealed. During literature review it was established that there is a need to update the characteristics for calculating on temperature effects through practical studies.

Keywords: brickwork; temperature actions; brick casing; multilayered walls; light walls.

Введение

До середины 1990-х гг. [1] наружные кирпичные стены выполнялись, как правило, из однослойной массивной кладки. С начала 2000-х гг. в связи с ужесточением требований по энергосбережению [2,3] конструкции наружных кирпичных стен стали принципиально другими. В большинстве случаев принята трехслойная (или двухслойная) конструкция, состоящая из:

- лицевого наружного слоя из кирпичной кладки;
- слоя эффективного теплоизоляционного материала (минераловатные плиты, пенополистирольные плиты и т.п.);
- внутреннего конструктивного слоя из легкобетонных, ячеисто-бетонных камней, монолитного железобетона, сборных железобетонных панелей.

Во многих случаях эффективный утеплитель отсутствует, и внутренний слой выполняет как конструктивную, так и теплоизоляционную функцию (например, газобетонная кладка, монолитный пенобетон и пр.).

Лицевой наружный слой должен соединяться с внутренним при помощи гибких связей или иным образом.

Лицевой слой кладки толщиной 120 мм по своей сути является тонкостенной конструкцией. В этой связи температура кладки лицевого слоя близка к температуре наружного воздуха. При прямом воздействии солнечной радиации в дневное время лицевой слой может иметь температуру существенно более высокую, чем температура воздуха [4].

В условиях отсутствия нормативно утвержденных в России конструкций стен проектировщики осуществили выбор в пользу использования слоистых кладок, которые ранее были преимущественно распространены за рубежом. При этом не принималось во внимание, что условия эксплуатации наружных стен в России во многом отличаются от условий в европейских странах. Проектные решения не были обоснованы ни экспериментальными исследованиями, ни расчетами стеновых конструкций в пространственной постановке с учетом температурных воздействий и оценкой критериев прочности материалов при сложном напряженном состоянии [5]. При этом существуют различные альбомы типовых решений, выпущенные рядом проектных институтов, имеющие справочно-рекомендательный статус и значительное количество необоснованных или неоднозначно трактуемых решений. Это привело к тому, что заказчику – застройщику еще на стадии проектирования предлагают относительно дешевые, но технически необоснованные решения по устройству наружных стен без учета действительных теплотехнических процессов, происходящих внутри ограждающих конструкций и значительно влияющих на напряженно-деформированное состояние и срок их службы. Результаты вышеуказанных ошибок выявляются далеко не сразу, а после нескольких лет эксплуатации зданий и, как правило, после окончания гарантийного срока [6].

Таким образом, из-за отсутствия достаточного опыта проектирования и возведения облегченных стен при проектировании и строительстве многих зданий применительно к климатическим условиям России были допущены и продолжают допускаться серьезные ошибки, приводящие к возникновению повреждений. В отечественной практике обнаружилось массовые случаи появления в кладке наружных стен трещин, раздробления кирпичей в уровне перекрытий и др. Многие из этих повреждений возникают вследствие температурно-влажностных деформаций. Только в Москве и Подмосковье в 2005-2009 гг. было выявлено более 400 [7] отказов фасадных систем подобного рода. Это послужило основанием для распоряжения Минмосoblстроя «О применении трех-

слоиных стеновых ограждающих конструкций...» [8], вводящего запрет на использование трехслойных стен на территории Московской области.

Целью данной статьи является проведение обзора и анализа исследований отечественных и зарубежных авторов на тему влияния температурных воздействий на кирпичную облицовку наружных стен. Задачей исследования является определение основных методов учета и оценки влияния температурных воздействий.

Основные повреждения облицовочного слоя

Проблематика кирпичных фасадов, в частности, вопросы температурного воздействия на лицевой слой из кирпичной кладки, широко освещена в монографии М.К. Ищука [1]. Его исследования и рекомендации [1,4] по назначению расчетной температуры наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки легли в основу ряда нормативных документов [9,10], регламентирующих методы расчета лицевого слоя наружных облегченных стен с учетом температурно-влажностных воздействий. Ищуком М.К. подробно рассмотрен расчет по определению расчетной температуры наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки для г. Москвы [1,4,9]. В то же время, в расчетах Ищук М.К. использовал уже имеющиеся коэффициенты и зависимости, заложенные в нормативных документах [11-14]. Уточнение на практике и корректировка применительно к современным условиям эксплуатации не производились. Лабораторные испытания [15], выполненные Михаилом Карповичем, проводились с целью сравнения различных вариантов усиления каменных конструкций и не были посвящены определению температурных воздействий на практике.

Среди авторов, проводящих исследования по данной тематике, также можно выделить Р.Б. Орловича, В.Н. Деркача, В.Т. Гроздова, С.С. Зимица [16-26] и ряд публикаций других авторов [27-36]. В большинстве своем, их исследования посвящены вопросам выявления причин и механизмов образования основных дефектов и повреждений лицевого слоя из кирпичной кладки, вызванных, в частности, температурными воздействиями на кирпичную облицовку.

В технической литературе можно найти большое количество публикаций [5,6,16,18,19,22,23,37-39], в которых рассматриваются дефекты и повреждения облицовочного кирпичного слоя многослойных стен. Обобщая результаты вышеуказанных исследований, можно выделить две группы характерных повреждений облицовочного слоя из кирпичной кладки.

Первая группа – повреждения силового характера, вызванные температурными воздействиями на кирпичную облицовку. К первой группе относятся:

- выпучивание облицовочного слоя (рис. 1,2), вплоть до его обрушения (рис. 3 [38]);

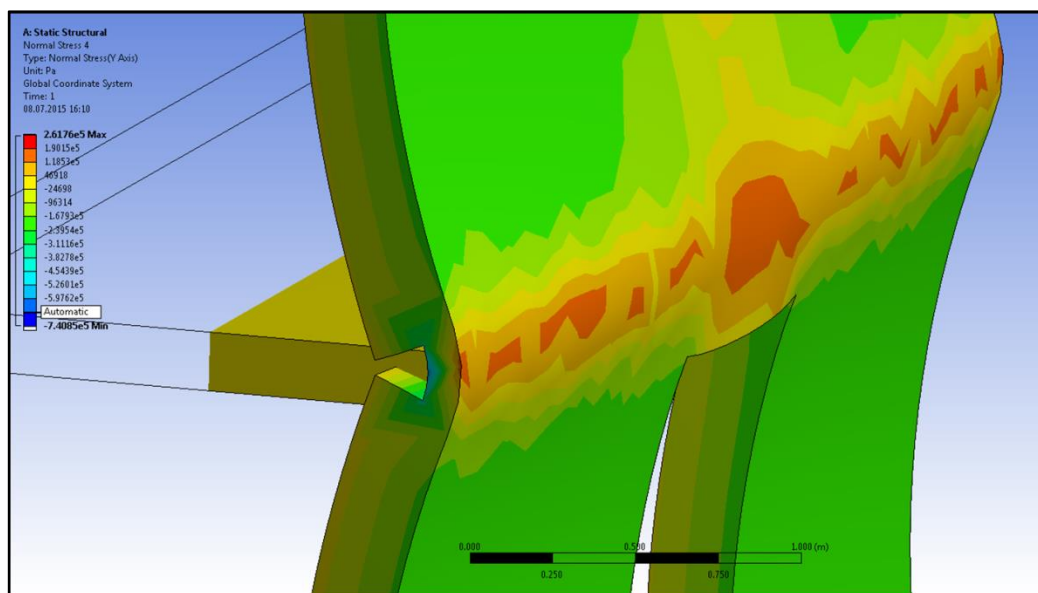


Рисунок 1 - Напряженно-деформированное состояние кирпичной кладки при выпучивании облицовочного слоя



Рисунок 2 - Выпучивание облицовочного слоя



Рисунок 3 - Обрушение облицовочного слоя [38]

- раздробление каменной кладки облицовочного слоя в уровне расположения междуэтажных плит перекрытий с выпадением отдельных

фрагментов (рис. 4 [23], 5). Раздробление может сопровождаться отслоением декоративной облицовки (штукатурки, плитки) с торцов монолитных железобетонных перекрытий, выступающих на фасадах здания (рис. 6). В ряде случаев раздробление может переходить на другие участки кладки в зоне оконных проемов и перемычек (рис. 7);

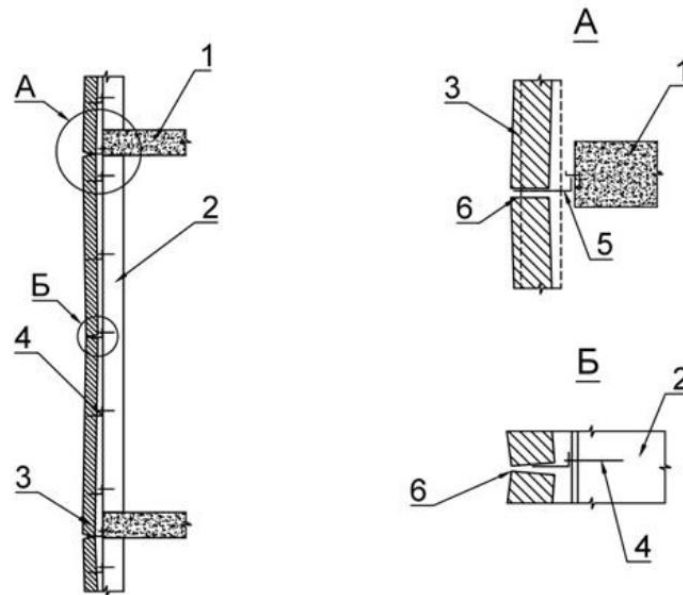


Рисунок 4 - Схема деформирования лицевого слоя, опирающегося на металлические уголки: 1 – плита перекрытия, 2 – внутренний слой, 3 – лицевой кирпичный слой, 4 – горизонтальные анкеры, 5 – опорный уголок, 6 – трещина [23]



Рисунок 5 - Разрушение каменной кладки облицовочного слоя в уровне расположения междуэтажных плит перекрытий



Рисунок 6 - Отслоение декоративной облицовки

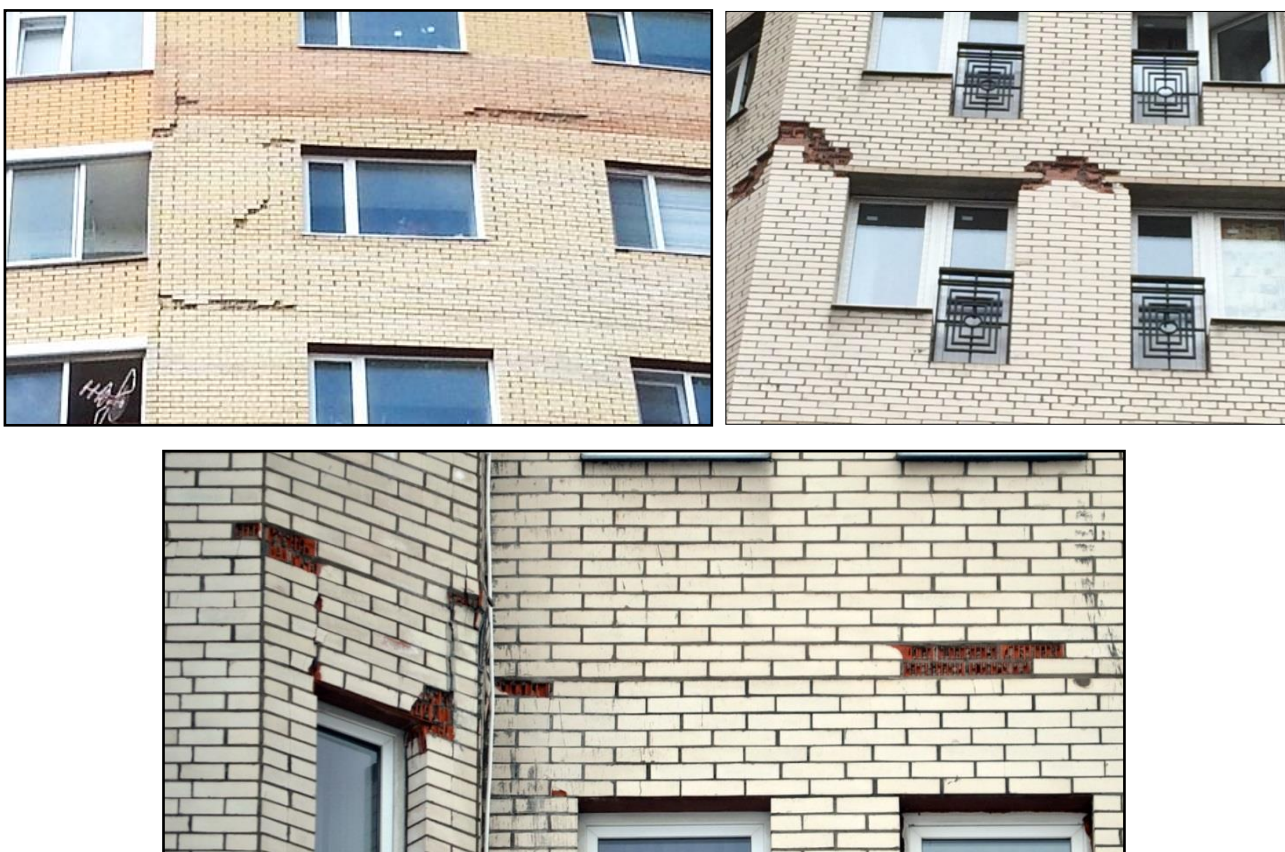


Рисунок 7 - Раздробление в зоне оконных проемов и перемычек

- возникновение трещин в облицовочном слое на угловых участках стен (рис. 8,9 [25], 10). Могут возникать как от температурных деформаций облицовочного слоя, так и в зонах с различной нагрузкой (депланация сечений);

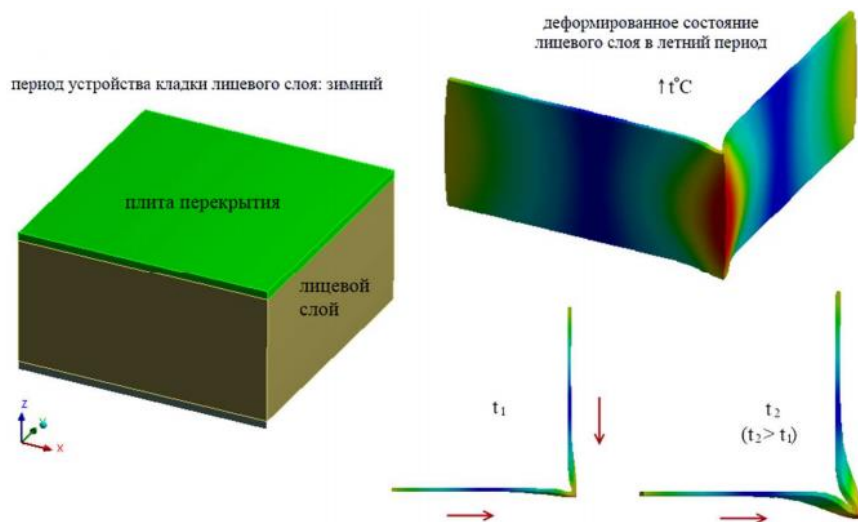


Рисунок 8 - Напряженно-деформированное состояние кладки в летний период [25]

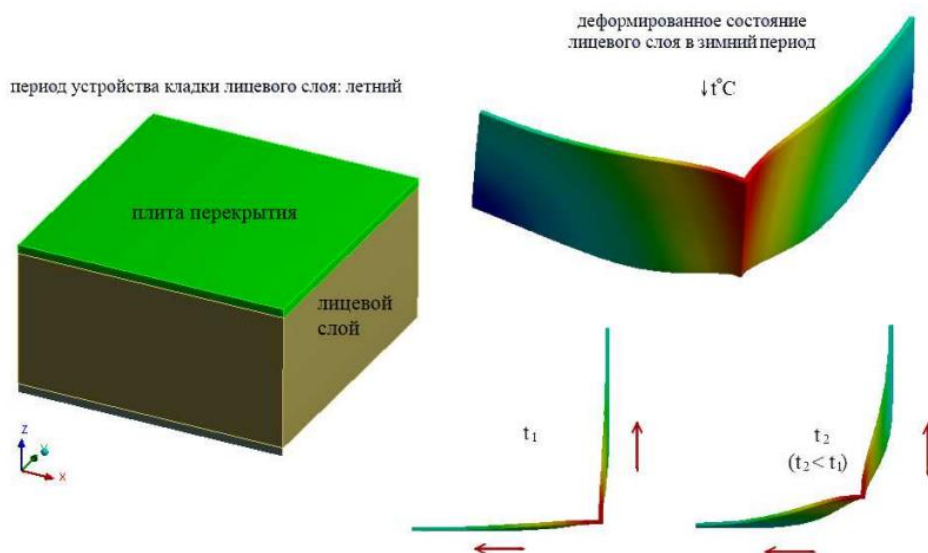


Рисунок 9 - Напряженно-деформированное состояние кладки в зимний период [25]



Рисунок 10 - Вертикальные трещины на угловых участках стен

Вторая группа – повреждения, связанные с попаданием влаги в кирпичную кладку. Источником влаги могут быть прямые атмосферные воздействия, протечки кровли и линейных покрытий, грунтовые воды, конденсат влажного воздуха из помещений и др. Ко второй группе повреждений относятся:

- увлажнение каменной кладки и образование потемнений на лицевой поверхности облицовочного слоя;

- высолы на поверхности кладки, которые могут приводить к эрозии раствора кладочных швов и самого кирпича под воздействием накапливаемых солей;

- коррозионный износ стальных элементов креплений облицовочного кирпичного слоя (опорные уголки и кронштейны, гибкие связи);

- разрушение кирпича наружного слоя в результате размораживания с последующим выпадением фрагментов. Размораживание проявляется преимущественно в зонах парапетов, технических этажей и на других участках, подверженных увлажнению.

Дефекты и повреждения многослойных стен с облицовочным слоем из кирпича имеют комплексный характер и являются, как правило, результатом ошибок, допущенных на стадиях: проектирования (примерно 60 %), производства работ (примерно 30 %) и эксплуатации здания (примерно 10 %) [37].

Обобщая исследования многих отечественных и зарубежных авторов, можно выделить следующие **основные причины первой группы повреждений** лицевого слоя из кирпичной кладки:

- отсутствие в облицовочном кирпичном слое конструкций наружных стен вертикальных и горизонтальных температурно-деформационных швов, их неправильное проектное расположение или некачественное исполнение;

- дефекты опирания кирпичной кладки (отсутствие опорных элементов, отклонения от проектных решений);

- отсутствие либо непроектное расположение и установка связей (применение стальных или оцинкованных связей, подверженных коррозионному износу в процессе эксплуатации, применение связей повышенной жесткости в плоскости и податливости из плоскости стены, увеличенный шаг расположения связей).

К основным причинам второй группы повреждений относятся:

- дефекты кровельных покрытий и гидроизоляции, нарушение цельности металлических покрытий на парапетах кровли и ограждениях незадымляемых лоджий;

- применение кирпичей с низкой морозостойкостью;

- дефекты устройства кирпичной кладки (например, пустошовка).

Из описанного выше можно сделать вывод о том, что повреждения второй группы в большей степени влияют на долговечность конструкций, а деформации и повреждения первой группы оказывают влияние на безопасность конструкций, так как могут приводить к их частичному или полному обрушению в краткосрочный период времени. В этой связи наиболее актуальным является вопрос исследования причин первой группы повреждений.

Обзор исследований на тему температурных воздействий

Основным методом исследования кирпичной облицовки наружных стен является проведение лабораторных исследований различных материалов с целью установления возможности их применения в качестве наружного слоя облегченной кладки, а также проведение лабораторных испытаний материалов кладки наружных стен для определения их прочностных характеристик, увлажнения и морозостойкости [40-45].

Основным методом изучения влияния именно температурных воздействий на кирпичную облицовку фасадов зданий является расчет. Температурные воздействия рассматриваются отечественными и зарубежными авторами [16,46-49] с точки зрения численных исследований напряженно-деформированного состояния лицевого слоя, раскрывающих механизмы появления повреждений. В частности установлено, что при отсутствии вентилируемого воздушного зазора под влиянием температурных воздействий, вызванных солнечной радиацией, на внутренней и наружной поверхности лицевого слоя возникает разность температур. В этом случае происходит коробление лицевого слоя с выпучиванием наружу, чему препятствуют анкерные связи, в которых возникают значительные растягивающие усилия. При этом в лицевом слое возникают изгибные напряжения из вертикальной плоскости [16].

При отрицательных температурах лицевой слой коробится внутрь, чему препятствует внутренний слой конструкции фасада. В результате в лицевом слое в горизонтальных швах появляются значительные сдвигающие напряже-

ния, перпендикулярные плоскости стены, которые совместно с нормальными напряжениями от изгибающих моментов приводят к раскрытию горизонтальных растворных швов. При выполнении лицевого слоя из пустотелых керамических материалов через образованные горизонтальные трещины в пустоты кирпичей попадает дождевая вода, что при отрицательных температурах может способствовать их разрушению [18].

Отмечается [37], что лицевой слой из пустотных камней по сравнению с полнотелыми является более уязвимым к действию напряжений, вызванных температурными деформациями (величина которых определяется наличием горизонтальных и вертикальных швов, ориентацией фасада относительно сторон света, неравномерностью нагрева в зависимости от цветовой гаммы лицевого слоя, армированием горизонтальных растворных швов, расположением анкеров между лицевым и внутренним слоями). Расчет на температурные воздействия в зимнее время для облицовочного слоя с горизонтальным деформационным швом в зоне сопряжения с верхней плитой перекрытия показывает, что наибольшая концентрация главных растягивающих напряжений в лицевом слое наблюдается в его нижней зоне, где температурные деформации наиболее стеснены сцеплением кладки с плитой перекрытия, а также над перемычками дверного и оконного проемов [21].

В результате проведенных исследований, авторами [16,17,46] составлены рекомендации по назначению расстояний между горизонтальными и вертикальными деформационными швами, рекомендации по применению кладочных растворов и кирпичей [29]. В то же время, рекомендаций по назначению характеристик для расчета на температурно-влажностные воздействия, за исключением рекомендаций [1,4,9], не выведено.

Анализ проведенных расчетов показывает, что в существующих методиках расчета кирпичной облицовки на температурные воздействия заложены устаревшие коэффициенты и зависимости, полученные в результате многолетних наблюдений. Их уточнение и актуализация применительно к современным условиям эксплуатации в ходе практических исследований не проводилось. Например, не было выполнено измерение температуры поверхности кирпичной кладки в натуральных условиях г. Санкт-Петербурга с целью уточнения характеристик для расчета на температурно-влажностные воздействия.

В то же время имеется ряд лабораторных исследований по экспериментальному измерению коэффициента линейного температурного расширения, проводимых на фрагментах стен с кирпичной облицовкой. В частности следует отметить исследование М.А. Мурого [50], в котором приводится методика и результаты экспериментального определения коэффициента линейного температурного расширения (КЛТР) кирпичной кладки. В данном исследовании выведены экспериментальные зависимости КЛТР от влажности для кирпичной кладки из различного кирпича при различном уровне влажности в диапазоне положительных и отрицательных температур. Испытания проводились на образце кирпичной кладки размерами 1300x970x120. Таким образом, коэффициент линейного температурного расширения измерялся только для лицевого кирпичного слоя без учета его взаимодействия с другими элементами многослойной конструкции стены (утеплителем и внутренним слоем). Кроме того, испытания производились в камере, где задавались определенные температуры воздуха, которые могут отличаться от температурных условий при работе кладки в натуральных условиях. Стоит отметить, что М.А. Мурым определены КЛТР в двух направлениях – по горизонтали и по вертикали, и они отличаются друг от друга (табл. 1 [50]), в то время как СНиП 15.13330.2012 [51] регламентирует КЛТР не зависимо от направления.

Автором [50] установлено, что суммарные температурные деформации материала больше, чем по расчету по существующим методикам, что усложняет расчет строительных конструкций на температурные воздействия, т. к. необходимо рассматривать два участка деформирования с различным КЛТР – до и после замерзания влаги в порах материала. Проведенные экспериментальные исследования показали, что КЛТР влажной кладки в замороженном состоянии значительно больше, чем той же кладки в воздушно - сухом состоянии (табл. 1 [50]). Например, при влажности до 12 % увеличение КЛТР составило от 39 % для красного кирпича в горизонтальном направлении и до 92 % для красного щелевого в вертикальном направлении [50]. При положительных температурах влажность кладки не оказала влияния на её температурные деформации. Автор [50] считает, что увеличение КЛТР влажной кладки при отрицательных температурах можно учесть, понизив расчетную отрицательную температуру конструкции.

Также следует отметить ряд исследований [52,53] по определению распределения температуры по толщине трехслойной стены в зависимости от изменения сопротивления теплопередаче наружных стен R_0 . Выполненные исследования в климатической камере и натуральных условиях для г. Москва, а также расчеты температурных полей наружных стен с уровнем теплоизоляции R_0 от 1,2 до 4,2 $\text{м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$ показали [52], что увеличение сопротивления теплопередаче наружных стен приводит к более глубокому промерзанию облицовочного слоя. В течение зимне-весеннего периода в Москве при средней температуре наружного воздуха $-4,7^\circ\text{C}$ (март) максимальная температура оттепели может подниматься до $+2,3^\circ\text{C}$, а при заморозках опускаться до $-9,1^\circ\text{C}$. Повышение R_0 стены с 1,2 до 3,2 $\text{м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$ снижает температуру облицовочного слоя с утеплителем с $+1,6$ до $-6,2^\circ\text{C}$. При этом увеличивается средняя температура промерзания облицовочного кирпичного слоя толщиной 120 мм с $-3,3$ до $-7,5^\circ\text{C}$ [52]. В своих исследованиях О.И. Лобов и А.И. Ананьев отмечают: чем выше значение уровня теплоизоляции стены, тем больше образуется льда в порах лицевого кирпича и тем быстрее он разрушается.

Аналогичные результаты получены в исследовании Н.П. Умняковой [53]: при температуре наружного воздуха -1°C происходит полное промерзание облицовочного слоя из кирпича при толщине утеплителя 100 мм. При утеплителе толщиной 50 мм промерзание наступает при температуре -3°C , т.е. замерзание кладки при большем слое утеплителя происходит при более высоких температурах.

Анализ основных методов изучения температурных воздействий на кирпичную кладку показал, что в настоящее время проводится недостаточное количество натуральных испытаний на реальных эксплуатируемых объектах. Проводимые натурные исследования наружных стен в основном ограничиваются использованием тепловизионной съемки. Данный метод имеет две основные цели [54]:

- построение температурных полей поверхностей конструкции и расчёт коэффициента теплопередачи;
- определение дефектных с точки зрения интенсивности нерациональных потерь тепловой энергии участков конструкции для разработки конкретных ремонтных мероприятий.

В статье [55] приводятся результаты натуральных теплофизических испытаний жилых зданий из газобетонных блоков с наружным слоем из кирпичной кладки. Данное исследование проводилось на группе однотипных трехэтажных многоквартирных жилых зданий, расположенных на территории Волгоградской области. В качестве оборудования для тепловизионного контроля, оценки теплоизоляции зданий и измерения температурных полей применялся тепловизор и измеритель плотности тепловых потоков и температуры «Поток». Мониторинг проводился в период с 14.01.2015 по 10.02.2015.

Исследование [55] показало, что проектирование двухслойных наружных стен в виде кладки из автоклавных газобетонных блоков с кирпичной облицовкой несет теплотехнические риски, связанные с увеличением неравноэффективности теплозащиты оболочки зданий, обусловленным существенным влиянием на теплозащиту зданий краевых зон. Двухслойные наружные стены без дополнительной теплоизоляции практически не имеют резерва по тепловой защите и энергосбережению.

Не смотря на преимущества данного метода, можно обозначить ряд проблем, связанных с тепловизионными исследованиями, а именно [56]:

- слабое метрологическое обоснование тепловизионных измерений;
- невыполнение методических рекомендаций по обеспечению точных температурных измерений при априорном отсутствии значений ряда параметров;
- использование экономичных тепловизоров с небольшим форматом термоизображений и существенной погрешностью температурных измерений.

Полученные экспериментальные оценки погрешности тепловизионного измерения температуры фасадов зданий показали, что погрешности измерений могут достигать 1,8 °С при невыполнении методических рекомендаций по правилам проведения тепловизионных съемок, 1,1 °С – при введении корректирующих параметров со слишком коротким временем съемки после включения тепловизора и 0,4 °С – в случае полного соблюдения методических правил съемки и наличия относительно слабых отклонений значений отраженной температуры фона и коэффициента излучения от истинных [56].

На точность измерений и достоверность полученных результатов влияют [57]:

- ветер и его направление;
- температурный напор здания;

– дистанция до обследуемой поверхности. С увеличением дистанции падает пространственное разрешение, а, начиная с 50 метров, существенным становится влияние атмосферы на ослабление тепловизионного сигнала;

– наличие паразитных засветок от солнца и других источников тепла, переотражение от соседних зданий или угловых фасадов.

Достоверные результаты измерений можно получить при выполнении следующих условий [58]:

- проведение измерений рано утром или поздно вечером;
- обеспечение разницы внутренней температуры помещения и температуры окружающей среды в диапазоне 10-20 градусов;
- при сухой погоде и скорости ветра, не превышающей 2 м/с;
- поддержание равномерной температуры во внутренних помещениях (внутри здания двери открыты, окна закрыты).

Обобщая вышеизложенное, можно выделить и сформулировать следующие основные методы учета и оценки температурных воздействий на здания и сооружения с кирпичными фасадами:

1. Проведение численных исследований и расчетов в соответствии с действующими нормативными документами и рекомендациями;
2. Моделирование температурных воздействий в современных программно-вычислительных комплексах, реализующих метод конечных элементов;
3. Лабораторные испытания как самих материалов кирпичной кладки, так и конструкций в целом;
4. Проведение тепловизионной съемки кирпичных фасадов.

Анализ применяемых методов оценки и учета температурных воздействий показывает, что при выполнении расчетов кирпичной кладки на температурные воздействия применяют давно выведенные коэффициенты и зависимости без их уточнения в ходе практических исследований. Натурные исследования в реальных условиях эксплуатируемых объектов практически не проводятся, ограничиваясь лишь выполнением, как правило, краткосрочной тепловизионной съемки, для получения достоверных результатов которой необходимо выполнение ряда условий. Проведение натурных испытаний в течение длительного периода времени позволит получить более точные и актуальные данные о состоянии конструкций и уточнить характеристики для расчета конструкций на темпера-

турно-влажностные воздействия. Поэтому наиболее актуальным методом является проведение исследований влияния температурных воздействий путем практических измерений температуры поверхности кирпичной кладки, в том числе в условиях г. Санкт-Петербурга. Данный метод может быть реализован путем применения специального измерителя теплофизических величин – теплографа. Измерительный комплекс включает в себя датчики температуры наружной и внутренней поверхности кирпичной облицовки, устанавливаемые на кирпичный фасад здания. Измерительный комплекс может выполнять продолжительный мониторинг нескольких каналов температуры и тепловых потоков, что позволит напрямую определить температурные воздействия, действующие на кирпичную облицовку в разные моменты времени.

Обзор нормативной документации по расчету на температурные воздействия

Основными нормативными документами и пособиями по расчету кирпичной облицовки на температурные воздействия являются:

1. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции (с изменениями № 2 от 18.08.2016 г., № 1 от 18.11.2016 г.)
2. СТО 36554501-013-2008. Методы расчета лицевого слоя из кирпичной кладки наружных облегченных стен с учетом температурно-влажностных воздействий
3. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия (введен в действие с 4 июня 2017 г.)
4. Ищук М.К. Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. М.: РИФ «Стройматериалы», 2009. 360 с.
5. Проект СП. Стены наружные с лицевым кирпичным слоем правила проектирования, эксплуатации и ремонта. 1-я редакция (Москва, 2016 г.)
6. РМД 51-25-2015 Санкт-Петербург. Рекомендации по проектированию, монтажу и эксплуатации фасадных систем для нового строительства, реконструкции и ремонта жилых и общественных зданий в Санкт-Петербурге. Часть II. (2017 г.).

Нормативная база постоянно меняется и актуализируется, но все же нормы не в полной мере отражают реальную ситуацию. В большинстве своем актуализированные редакции берут за основу старые нормы и подходы, а внесение из-

менений, отражающих результаты исследований и изменения конструктивных решений, происходит далеко не всегда. Таким образом, расчеты производятся с использованием коэффициентов и зависимостей, полученных десятилетия назад, которые не соответствуют современным конструктивным решениям. При проектировании даже из современных материалов применяются заложенные в нормативах устаревшие методы расчета. Но если раньше существовало понятие экспериментального строительства, то сейчас, особенно при резком снижении объемов и уровня исследований, опыты ставятся на массовой застройке [59].

Можно сделать вывод о том, что нормативная база по проектированию конструкций из каменной кладки значительно отстала от изменившихся условий. Это приводит к тому, что проектировщики и строители применяют зарубежные аналоги, зачастую упрощая их и заменяя более дорогие материалы на дешевые. В то же время условия возведения и эксплуатации наружных стен в России отличаются от зарубежных. Для нашей страны характерен суровый климат (более холодные и продолжительные зимы), зачастую низкое качество строительства, нехватка качественных материалов и использование материалов с физико-механическими свойствами, отличными от зарубежных аналогов, отсутствие достаточного опыта проектирования многослойных стен. Поэтому необходима адаптация зарубежного опыта применительно к российским условиям.

Существующие нормативные документы не позволяют корректно применять современные вычислительные комплексы, без которых проектирование становится невозможным. Отсутствуют научно обоснованные регламенты на применение многих строительных материалов и конструкций из них.

В то же время, следует отметить, что, с одной стороны, строительные нормы и правила нуждаются в постоянном развитии, совершенствовании и дополнении. С другой – невозможно бесконечно увеличивать объем этих документов, включая в него подробную детализацию различных конструктивных решений [60].

К составителям нормативов поступает ряд замечаний и предложений от ведущих проектных организаций и специалистов, касающихся отдельных положений и формулировок документов. Постепенно в актуализированную нормативную базу вводятся изменения.

Так, расчет кладки на растяжение от температурно-влажностных деформаций был включен в СНиП 15.13330.2012 [51] лишь в 2017 г. путем введения Изменения №1 от 10.05.2017 г. Все же многие пункты этого документа остались без изменений. Например, величины коэффициентов линейного расширения кладки остались прежними и для них не регламентировано, для какого направления (продольного или поперечного) они установлены. Как показывает исследование М.А. Мурого, в действительности КЛТР отличаются в горизонтальном и вертикальном направлении [50]. К тому же, нормативный документ [51] не учитывает цикличность температурных воздействий на кирпичную облицовку. В отечественной литературе отсутствуют исследования прочности кирпича при циклической нагрузке, за исключением диссертации Сафаргалиева С.М. [61], датированной 1971 г. В тоже время, имеется ряд зарубежных исследований, проводимых начиная с 2000 гг. и посвященных изучению прочности и напряженно-деформированного состояния кирпичной кладки под действием циклической нагрузки [62-64].

Ввод в действие с 4 июня 2017 г. актуализированной редакции СП 20.13330.2016 [11] внес изменения в расчет конструкции на температурные климатические воздействия. В частности, изменилась формула для расчета средних суточных температур наружного воздуха в теплое и холодное время года. Средние суточные температуры наружного воздуха в теплое t_{ew} и холодное t_{ec} время года для г. Санкт-Петербурга определяются по формулам:

$$t_{ew} = t_{\max} - 0,5 \cdot A_{VII} = 30 - 0,5 \cdot 8 = 26,0^{\circ}\text{C};$$

$$t_{ec} = t_{\min} + 0,5 \cdot A_I = -35 + 0,5 \cdot 5,3 = -32,4^{\circ}\text{C};$$

где:

t_{\min}, t_{\max} - нормативные значения минимальной и максимальной температуры воздуха [11];

A_I, A_{VII} - средние суточные амплитуды температуры воздуха наиболее холодного и наиболее теплого месяца [14].

В то же время, по рекомендациям [9] средние суточные температуры наружного воздуха в теплое t_{ew} и холодное t_{ec} время года для г. Санкт-Петербурга определяются по формулам:

$$t_{ew} = t_{VII} + 6 = 15 + 6 = 21,0^{\circ}\text{C};$$

$$t_{ec} = t_I - \Delta_I = -10 - 15 = -25,0^{\circ}\text{C}.$$

где: t_I, t_{VII} – многолетние среднемесячные температуры воздуха в январе и июле;

Δ_t – отклонение средних суточных температур от средних месячных.

Так как эти величины являются ключевыми при определении нормативных и расчетных значений средних температур по сечению элемента и их перепадов, то они существенно влияют на назначение расчетной температуры наружной стены и, следовательно, на расчетные температурные деформации кладки. Поэтому актуальным является вопрос практического определения как средних суточных температур наружного воздуха, так и температур кирпичной кладки в натуральных условиях, а также уточнение коэффициентов и зависимостей, входящих в расчет кирпичной облицовки на температурные воздействия.

Заключение

В результате проведения аналитического обзора исследований отечественных и зарубежных авторов, посвященных изучению влияния температурных воздействий на кирпичную облицовку наружных слоистых стен, можно сделать следующие выводы:

1. Анализ основных дефектов и повреждений кирпичной облицовки наружных стен и причин их возникновения показывает, что дефекты и повреждения второй группы в большей степени влияют на долговечность конструкций, а деформации и повреждения первой группы оказывают влияние на безопасность конструкций, так как могут приводить к их частичному или полному обрушению в краткосрочный период времени. В этой связи наиболее актуальным является вопрос исследования причин первой группы повреждений.
2. Опыт эксплуатации конструкций с наружным слоем из кирпичной кладки показывает необходимость решения вопросов, связанных с исследованием кирпичной облицовки, в том числе, с точки зрения температурных воздействий. Кроме того, можно отметить отсутствие отечественных публикаций и исследований на тему определения прочности кирпичной кладки при циклических температурных нагрузках на кирпичную облицовку.
3. В результате анализа основных направлений исследований температурных воздействий выделены и сформулированы основные методы учета и оценки температурных воздействий на здания и сооружения с кирпичными фасадами:

- проведение расчетов в соответствии с действующими нормативными документами и рекомендациями;
 - моделирование температурных воздействий в современных программно-вычислительных комплексах, реализующих метод конечных элементов;
 - лабораторные испытания как самих материалов кирпичной кладки, так и конструкций в целом;
 - проведение тепловизионной съемки кирпичных фасадов.
4. Проведенный анализ применяемых методов оценки температурных воздействий на кирпичную облицовку фасадов зданий показал недостаточность исследований температурных воздействий именно с точки зрения натуральных испытаний на реальных объектах. Исследователи применяют, в основном, тепловизионную съемку, а проводимые исследования являются, как правило, краткосрочными. Выполнение длительного мониторинга температур с использованием измерителя теплофизических величин – теплографа, позволит непосредственно оценить величину температурных воздействий в реальных условиях эксплуатируемых конструкций.
 5. Установлено, что в существующих методиках расчета кирпичной облицовки на температурные воздействия заложены устаревшие коэффициенты и зависимости, полученные в результате многолетних наблюдений. Их уточнение и актуализация применительно к современным условиям эксплуатации в ходе практических исследований не проводилось. Следовательно, необходимо уточнение характеристик для расчета на температурные воздействия путем проведения практических исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ишук М. К. Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. М.: РИФ «Стройматериалы», 2009. 357 с.
2. Постановление Правительства Российской Федерации №321 от 15 апреля 2014 года «Об утверждении государственной программы Российской Федерации «Энергоэффективность и развитие энергетики».
3. Федеральный закон №261-ФЗ от 23 ноября 2009 года «Об энергосбережении и о повышении энергетической эффективности и о внесении изменений в отдельные законодательные акты Российской Федерации».

4. Ищук М.К., Зуева А.В. Назначение расчетной температуры наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки // Строительная механика и расчет сооружений. 2007. №4. С. 71-73.
5. Халтурин Ю. В. Проблемы многослойных наружных стен с наружной облицовкой кирпичом // Вестник АлтГТУ им. И.И. Ползунова. 2010. №1-2. С. 78-81.
6. Новиков А.В. Причины возникновения дефектов в конструкциях облегченной кладки // Строительные материалы. 2007. № 6. С. 2-6.
7. Кузнецова Г. Слоистые кладки в каркасно-монолитном домостроении // Технологии строительства. 2009. № 1 (63). С. 6-22.
8. Распоряжение Минмосoblстроя от 23.05.2008 № 18 «О применении трехслойных стеновых ограждающих конструкций с внутренним слоем из плитного эффективного утеплителя и лицевым слоем из кирпичной кладки при строительстве гражданских зданий на территории Московской области».
9. СТО 36554501-013-2008. Методы расчета лицевого слоя из кирпичной кладки наружных облегченных стен с учетом температурно-влажностных воздействий.
10. Проект СП. Стены наружные с лицевым кирпичным слоем: правила проектирования, эксплуатации и ремонта. 1-я редакция.
11. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия.
12. СНиП II-3-79** Строительная теплотехника. СНиП 23-02-2003 Тепловая защита зданий
13. СНиП 2.01.01-82 Строительная климатология и геофизика.
14. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная версия СНиП 23-01-99*.
15. Ищук М.К., Фролова И.Г., Ищук Е.М. Усиление каменных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2006. №8. С. 28-30.
16. Деркач В.Н., Орлович Р.Б. Вопросы качества и долговечности облицовки слоистых каменных стен // Инженерно-строительный журнал. 2011. №2 (20). С. 42-47.
17. Деркач В.Н., Демчук И.Е., Орлович Р.Б. Механизм повреждаемости несущей облицовки многослойных каменных стен // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2017. № 3 (54). С. 63-70.
18. Деркач В.Н. Повреждения керамической облицовки наружных стен многоэтажных каменных зданий // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура. 2010. № 1. С. 40-42.
19. Деркач В.Н. Повреждения кирпичной облицовки многослойных стен, вызванные прогибами дисков перекрытий. Проблемы современного железобетона // Сборник

- трудов в 2ч. Ч.1. Бетонные и железобетонные конструкции. Минск.: Минсктип-проект, 2009. С. 199-209.
20. Гроздов В. Т. О недостатках существующих проектных решений навесных наружных стен в многоэтажных монолитных железобетонных зданиях // Труды ВИТУ «Дефекты зданий и сооружений». СПб.: ВИТУ, 2003. С. 36-39.
 21. Орлович Р.Б., Горшков А.С., Зимин С.С. Применение камней с высокой пустотностью в облицовочном слое многослойных стен // Инженерно-строительный журнал. 2013. №8(43). С. 14–23.
 22. Орлович Р.Б., Деркач В.Н., Зимин С.С. Повреждение каменного лицевого слоя в зоне сопряжения с железобетонными перекрытиями // Инженерно-строительный журнал. 2015. №8(60). С. 30–37.
 23. Серикхалиев С.Б., Зимин С.С., Орлович Р.Б. Дефекты защитно-декоративной кирпичной облицовки фасадов каркасных зданий // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. № 5 (20). С. 28-38.
 24. Орлович Р.Б., Зимин С.С., Начкина П.А., Трусова А.А. Ремонт кирпичного лицевого слоя в современных каркасно-монолитных домах // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. № 8 (23). С. 136-153.
 25. Зимин С.С., Романов Н.П., Романова О.В. Механизмы образования вертикальных трещин в угловой зоне на пересечении наружных стен // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 9 (36). С. 33-43.
 26. Зимин С.С., Романова О.В., Романов Н.П. Причины деструкции кладки наружных стен технического этажа // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. № 12 (27). С. 112-122.
 27. A.H. Paul Maurenbrecher, Samir E. Chidiac Temperature measurements on brick veneer (1995).Seventh Canadian Masonry Symposium, McMaster University, Hamilton, Ontario. 1995. pp. 238-262.
 28. Željka Radovanović, Radmila Sindić Grebović Definition of Thermal Actions on the Building in Accordance with the Standard EN 1991-1-5 (2015). Procedia Engineering. No. 117. pp. 628 – 636.
 29. Maria Rosa Valluzzi, Enrico Garbin, Matteo Panizza, Luigia Binda, Cristina Tedeschi Moisture and Temperature Influence on FRP Masonry Bonding (2011). XII DBMC International Conference on durability of Building Materials and Components Porto – Portugal, April 12th-15th. 2011. pp. 1-8.
 30. Milan Holický, Jana Marková Thermal actions [Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/WS2008/Holicky_Markova_2008.pdf (дата обращения: 30.01.2018).

31. Martínez, Isidoro Thermal effects on materials [Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: <http://webserver.dmt.upm.es/~isidoro/ot1/Thermal%20effects%20on%20materials.pdf> (дата обращения: 30.01.2018).
32. RongDan Diao, Linzhu Sun, Fang Yang Thermal performance of building wall materials in villages and towns in hot summer and cold winter zone in China (2018). Applied Thermal Engineering. 2018. Vol. 128. pp. 517-530.
33. Li-xia Guo , Xiao-hong Bai , Ling Zhong , Sheng Qiang Temperature control and cracking prevention in coastal thin-wall concrete structures (2011). Water Science and Engineering. 2011. Vol. 4. Issue 4. pp. 455-462.
34. Salvatore Russo, Francesca Sciarretta Masonry exposed to high temperatures: Mechanical behaviour and properties - An overview (2013). Fire Safety Journal. 2013. Vol. 55. pp. 69-86.
35. Mohd Fadhil Md Din , Hazlini Dzinun, Ponraj Mohanadoss, Shreshivadasan Chelliapan, Zainura Zainun Noor, Dilshan Remaz Ossen and Kenzo Iwao Investigation of heat impact behavior on exterior wall surface of building material at urban city area (2012). Civil & Environmental Engineering. 2012. Vol. 2. Issue 2. pp. 1-6.
36. Emilio Sassine, Zohir Younsi, Yassine Cherif, Emmanuel Antczak Thermal performance evaluation of a massive brick wall under real weather conditions via the Conduction Transfer function method (2017). Case Studies in Construction Materials. 2017. Vol. 7. pp. 56-65.
37. РМД 51-25-2015 Санкт-Петербург. Рекомендации по проектированию, монтажу и эксплуатации фасадных систем для нового строительства, реконструкции и ремонта жилых и общественных зданий в Санкт-Петербурге. Часть II.
38. Федотов С.Д., Улыбин А.В. Опыт обследования и специфика усиления кирпичных фасадов современных многоэтажных зданий // Обследование зданий и сооружений: проблемы и пути их решения: Материалы VII международной научно-практической конференции. 13-14 октября 2016 года. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2017. С. 284-295.
39. Улыбин А. В., Ватин Н. И. Качество визуального обследования зданий и сооружений и методика его выполнения // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. № 10 (25). С. 134-146.
40. Зубков С.В., Улыбин А.В., Федотов С.Д. Исследование механических свойств кирпичной кладки методом плоских домкратов // Инженерно-строительный журнал. 2015. №8. С. 20-29.

41. Radovanović Ž., Sindić R., Dimovska S., Serdar N., Vatin N., Murgul V. The mechanical properties of masonry walls - analysis of the test results (2015). *Procedia Engineering*. 2017. Vol. 117. pp. 870-878.
42. Jaksic Zeljko, Ladjinovic Djordje, Trivunic Milan, Harmati Norbert, Vatin Nikolai Masonry construction remedial measures in case of a multi-story housing facility caused by floor extension process (2015). *Procedia Engineering*. 2015. Vol. 117. pp. 507-520.
43. Gorshkov Alexander, Vatin Nikolai, Nemova Darya, Tarasova Darya The brickwork joints effect on the thermotechnical uniformity of the exterior walls from gas-concrete blocks (2015). *Applied Mechanics and Materials*. 2015. Vol. 725-726. pp. 3-8.
44. Корниенко С.В., Ватин Н.И., Петриченко М.Р., Горшков А.С. Оценка влажностного режима многослойной стеновой конструкции в годовом цикле // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2015. №6 (33). С. 19-33.
45. Ватин Н.И., Корниенко С.В., Кирпич и камни с высокой пустотностью в облицовочной кладке наружных стен (в порядке научной дискуссии) // *Строительство уникальных зданий и сооружений*. 2017. №1(52). С. 86-92
46. Ищук М.К., Зуева А.В. Исследование напряженно-деформированного состояния лицевого слоя из кирпичной кладки при температурно-влажностных воздействиях // *ПГС*. 2007. №3. С 40 – 43.
47. Beasley K.J. Masonry Facade Stress Failures (1998). *The Construction Specifier*. 1998. Vol. 51. No. 2. pp. 25–28.
48. Łukasz Drobiec Problem of the crack formations in the area of intersecting loadbearing walls built with AAC masonry unit [Электронный ресурс]. Систем. требования: AdobeAcrobatReader. URL: https://gazobeton.org/sites/default/files/sites/all/uploads/crack_ formations.pdf (дата обращения: 30.01.2018).
49. Обозов В. И., Давидюк А. А. Напряженно-деформированное состояние кирпичной облицовки фасадов здания // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2010. № 2. С. 34-37.
50. Мурый, М.А. Температурные деформации влажной кирпичной кладки. // *Вестник ТГАСУ*. 2008. № 1. С. 79-85.
51. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции (с изменениями № 2 от 18.08.2016 г., № 1 от 18.11.2016 г.).
52. Лобов О.И., Ананьев А.И. Долговечность облицовочных слоев наружных стен многоэтажных зданий с повышенным уровнем теплоизоляции // *Строительные материалы*. 2008. №4. С. 56-59.
53. Умнякова Н.П. Долговечность трехслойных стен с облицовкой из кирпича с высоким уровнем тепловой защиты // *Вестник МГСУ*. 2013. № 1. С. 94-100.

54. Хан В. В., Попов В. П., Половнёв М. В. Термография в энергоаудите // Вестник Иркутского государственного технического университета. 2013. № 10 (81). С. 261-267.
55. Korniyenko S.V., Vatin N.I., Gorshkov A.S. Thermophysical field testing of residential buildings made of autoclaved aerated concrete blocks (2016). Magazine of Civil Engineering. 2016. No. 4. pp. 10–25.
56. Вавилов В. П., Лариошина И. А. Методические погрешности тепловизионного энергоаудита строительных сооружений // Вестник науки Сибири. 2012. № 5 (6). С. 49-53.
57. Рейно В. В., Шерстобитов М. В. Применение термографии для энергетического обследования зданий и сооружений // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2009. № 4. С. 120-131.
58. Пешков А.А., Анисимов Н.М. Применение современных средств термографии для оценки энергоэффективности строительных объектов // Научный вклад молодых исследователей в сохранение традиций и развитие АПК. Сборник научных трудов Международной научно-практической конференции молодых учёных и студентов. Санкт-Петербург. Изд-во Санкт-Петербургского государственного аграрного университета. 2016. С. 249-252.
59. Ищук М.К. Проблемы норм по проектированию каменных конструкций // Строительные материалы. 2010. № 4. С. 15-17.
60. Терехов В.А., Гагарин В.Г., Горбунов А.М., Павлова М.О. О нормах проектирования многослойных наружных стен из облегченной кладки в каркасных зданиях // Жилищное строительство. 2010. №9. С. 10-12.
61. Сафаргалиев С. М. Прочность кирпичной кладки при действии циклических нагрузок и исследование способов повышения монолитности кладки : Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. - М, 1971. - 20 с.
62. Oliveira, D.V.; Lourenço, P.B.; Roca, P. Experimental characterization of the behaviour of brick masonry subjected to cyclic loading. (2000). Proceedings 12th international brick/block masonry conference, Madrid, Spain. 2000. pp. 2119–2129.
63. Alshebani M. Permissible Stress Level of Brick Masonry under Compressive Cyclic Loading (2013). Journal of Civil Engineering and Architecture. 2013. Vol. 7. pp. 153–157.
64. Vivek Tiwari, U. B. Choubey An Experimental Study of Fly-ash Brick Masonry Wall Panels Under Cyclic Loading (2014). International Journal of Research and Innovations in Science and Technology. 2014. Vol. 1 : Iss. 1. pp. 54-61.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА КИРПИЧНУЮ ОБЛИЦОВКУ ФАСАДОВ ЗДАНИЙ

Орлова Нина Сергеевна¹, инженер

e-mail: orni2013@mail.ru

Улыбин Алексей Владимирович², к.т.н., генеральный директор

e-mail: ulybin@mail.ru

Федотов Сергей Дмитриевич³, главный инженер

e-mail: sergey.d.fedotov@gmail.com

¹⁻³ ООО «ОЗИС-Венчур» (www.ozis-venture.ru), г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

Статья посвящена исследованию температурных воздействий на кирпичную облицовку наружных стен зданий. В работе выполнены расчеты кирпичной кладки на температурные воздействия по существующим методикам, в ходе которых определена температура поверхности кирпичной кладки, перепад температур по ее сечению. Проведено сравнение результатов расчетов с результатами, полученными в ходе проведения мониторинга и определения фактической температуры поверхностей кирпичной кладки и перепадов температур в условиях эксплуатируемого здания с использованием измерителя теплофизических величин - «Теплографа». Сравнение результатов показало различия в величинах перепадов температур по сечению кирпичной облицовки, определенных по расчету и экспериментально.

Ключевые слова: кирпичная облицовка; кирпичная кладка; температурные воздействия; перепад температур.

DETERMINATION OF TEMPERATURE ACTIONS ON BRICK CASING OF BUILDINGS' FACADES

Orlova Nina Sergeevna¹, Engineer

e-mail: orni2013@mail.ru

Ulybin Aleksey Vladimirovich², PhD (Eng), CEO

e-mail: ulybin@mail.ru

Fedotov Sergey Dmitrievich³, Leading Engineer

e-mail: sergey.d.fedotov@gmail.com

¹⁻³ LLC «OZIS-Venture» (www.ozis-venture.ru), St. Petersburg

ABSTRACT

The article is devoted to the study of the temperature actions on brick casing of exterior walls of buildings. The work includes calculations of temperature effects on brickwork according to existing methods. During the calculations the temperatures of brickwork surface and temperature drop were determined. The results of the calculations were compared with the results obtained during the monitoring and determination of the actual temperature of brick casing surfaces and temperature drop in the building under operation by means of a thermo-physical quantity meter – «Теплогрaф». Comparison of the results showed differences in the values of temperature drop over the cross section of brick casing determined by calculation and experimentally.

Keywords: brick casing; brickwork; temperature actions; temperature drop.

Введение

Ввиду ужесточения требований к теплотехническим свойствам ограждающих конструкций с целью повышения их энергоэффективности стены с наружным слоем из кирпичной кладки находят все большее применение в современной практике строительства. Однако российская нормативная база по проектированию и расчету конструкций из каменной кладки отстает от изменившихся условий. В отсутствие достаточного опыта проектирования многослойных стен и нормативно утвержденных конструкций стен проектировщики используют конструкции слоистых кладок, которые ранее были преимущественно распространены за рубежом. При этом не учитывается тот факт, что условия эксплуатации наружных стен в России во многом отличаются от условий в европейских странах. В частности, для нашей страны характерен более суровый климат с более холодными и продолжительными зимами, следовательно, лицевой слой в виде кирпичной облицовки подвергается более сильным температурным воздействиям.

Расчет на температурные воздействия производится на основе давно выведенных зависимостей и коэффициентов, полученных в результате многолетних наблюдений. Не смотря на постоянное изменение нормативной базы, нормы не в полной мере отражают реальную ситуацию. Зачастую замена СНиПов на СП проводится лишь формально, без каких-либо качественных изменений в расчетах конструкций. В большинстве своем актуализированные редакции берут за основу старые нормы и подходы, не учитывая современные условия [1]. Таким

образам, реальные температурные нагрузки, действующие на лицевой кирпичный слой, могут существенно отличаться от значений, полученных в результате расчетов по существующим методикам. В этой связи актуальным является проведение практических исследований в натуральных условиях для уточнения характеристик для расчета наружного слоя из кирпичной облицовки на температурные воздействия.

В рамках исследований температурных воздействий на кирпичную облицовку фасадов зданий были поставлены и решены следующие задачи:

- проведение расчета кирпичной облицовки на температурные воздействия по существующим методикам;
- определение фактической температуры наружной и внутренней поверхностей кирпичной кладки в динамике с использованием измерителя теплофизических величин – «Теплографа»;
- сравнение результатов, полученных в ходе практических исследований, с результатами расчетов по существующим методикам.

Назначение расчетной температуры лицевого слоя из кирпичной облицовки по существующим методикам

Проведению натуральных исследований предшествовал расчет кирпичной облицовки на температурные климатические воздействия, который проводился по двум методикам – в соответствии с актуализированной редакцией СП 20.13330.2016 [2] и по рекомендациям СТО 36554501-013-2008 [3]. Расчет проводится для климатических условий г. Санкт-Петербурга.

Сравнение подходов к назначению расчетной температуры наружного кирпичного слоя показало, что основными отличиями в расчетах [2] и [3] являются:

- определение θ_4 , θ_5 - приращения средних по сечению элемента температур и перепада температур от солнечной радиации. В [2] ориентация поверхности уже учтена в S_{max} - максимальном значении суммарной (прямой, рассеянной и отраженной) солнечной радиации. В рекомендациях [3] вводится дополнительный коэффициент k , учитывающий ориентацию поверхности, при этом значения S_{max} меньше, так как не включают отраженную солнечную радиацию.
- разные формулы для определения средних суточных температур наружного воздуха в теплое t_{ew} и холодное t_{ec} время года. По расчетам [2] данные

величины получаются, в летнее время на 5 градусов больше, а в зимнее время, соответственно, на -7,4 градуса меньше. Так как эти величины являются ключевыми при определении нормативных и расчетных значений средних температур по сечению элемента и их перепадов, то они существенно влияют на назначение расчетной температуры наружной стены и, следовательно, на температурные деформации кладки.

- в целом, по расчетам в соответствии [2] устанавливаются более строгие требования к температурам.

Расчеты выполнены для многослойной стены с лицевым слоем из керамического пустотелого кирпича (120 мм) белого цвета, отделенного от слоя минераловатного утеплителя (250 мм) слоем воздушной прослойки. Лицевой слой из кирпичной облицовки толщиной 120 мм по своей сути является тонкостенной конструкцией [4]. Исходя из этого, в расчетах принято, что температура наружного лицевого слоя может быть определена как для однослойной конструкции неотапливаемого здания. Исходя из этого допущения, по расчетам устанавливается нулевой перепад температур по сечению кирпичной облицовки в зимнее время.

На рис. 1-2 представлены результаты расчетов температур наружной поверхности облицовки и перепадов температур в теплое и холодное время года для поверхностей, ориентированной на запад, юг, восток и север.

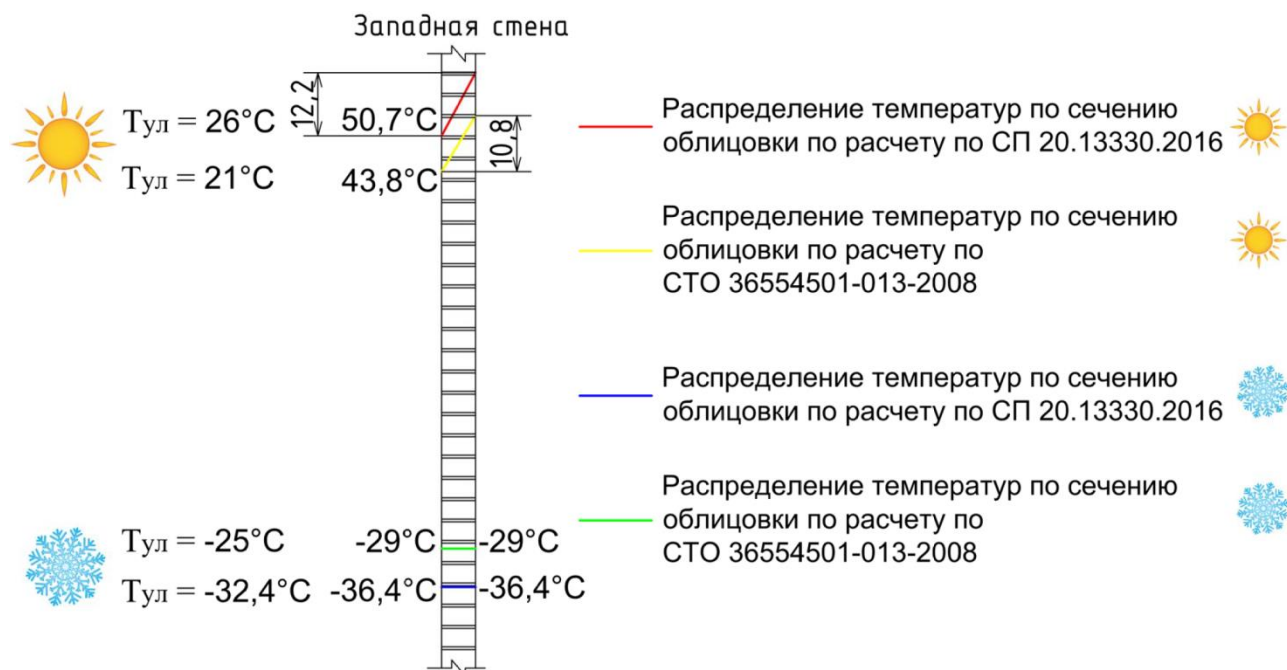


Рисунок 1 - Распределение температур по сечению кирпичной облицовки для стен, ориентированных на запад

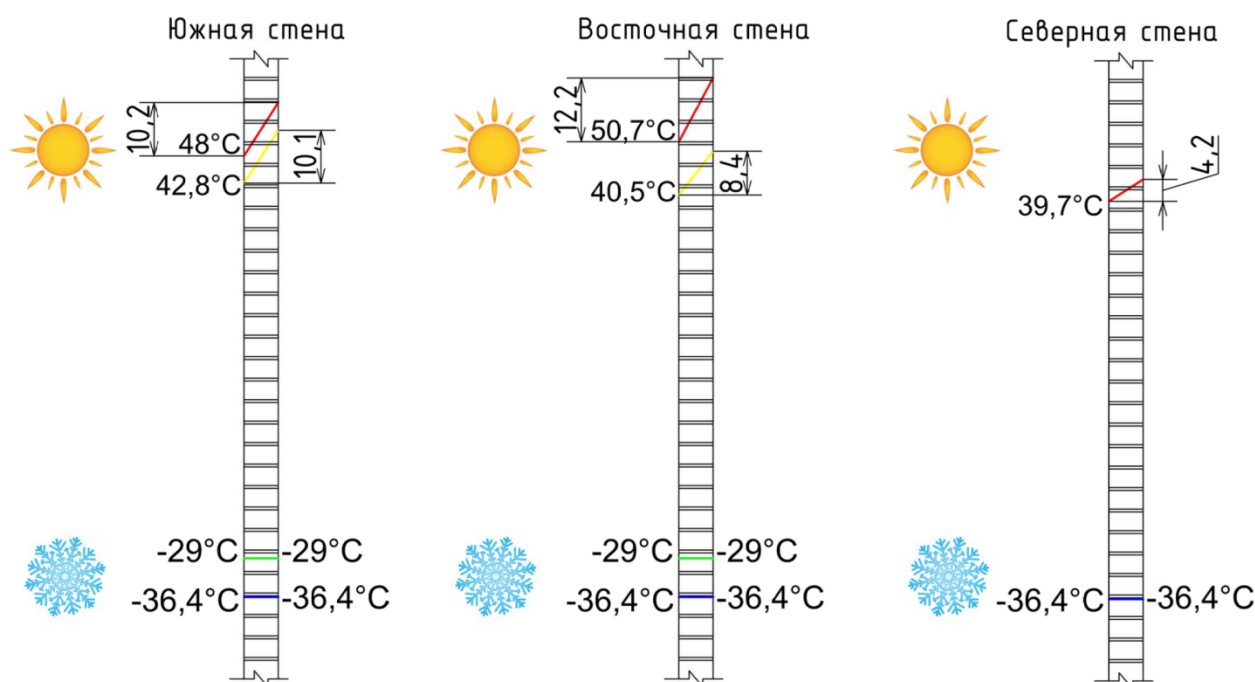


Рисунок 2 - Распределение температур по сечению кирпичной облицовки для стен, ориентированных на юг, восток и север

Анализ результатов определения расчетной температуры поверхностей кирпичной облицовки показывает, что расчеты по существующим методикам [2,3] не дают точных сведений о распределении температуры по сечению кирпичной облицовки в составе многослойных стен, так как основаны на предположении работы кирпичной кладки как однослойной конструкции.

В действительности, конструкция стены с наружным слоем из кирпичной облицовки является не однослойной, а многослойной. Тогда согласно примечанию п. 13.3. [2], температуры поверхностей и перепады температуры по сечению элементов должны определяться расчетом. Так как в нормативном документе [2] не приведено формул для расчета и не даны ссылки на нормативные документы, в соответствии с которыми этот расчет должен приводиться, то определение температур слоев многослойной конструкции и перепадов температур было произведено в онлайн-калькуляторе теплотехники ограждающих конструкций SmartCalc. Расчет проводился для г. Санкт-Петербург для стены технического помещения с температурой внутреннего воздуха 20°C. Температура наружного воздуха задана равной средней суточной температуре наружного воздуха в холодное время года. Результаты расчетов приведены на рис.3.

Анализ рис. 3. показывает, что перепад температуры по сечению кирпичной облицовки не является нулевым, как определено по расчетам [2,3], а составляет 2,2°C.

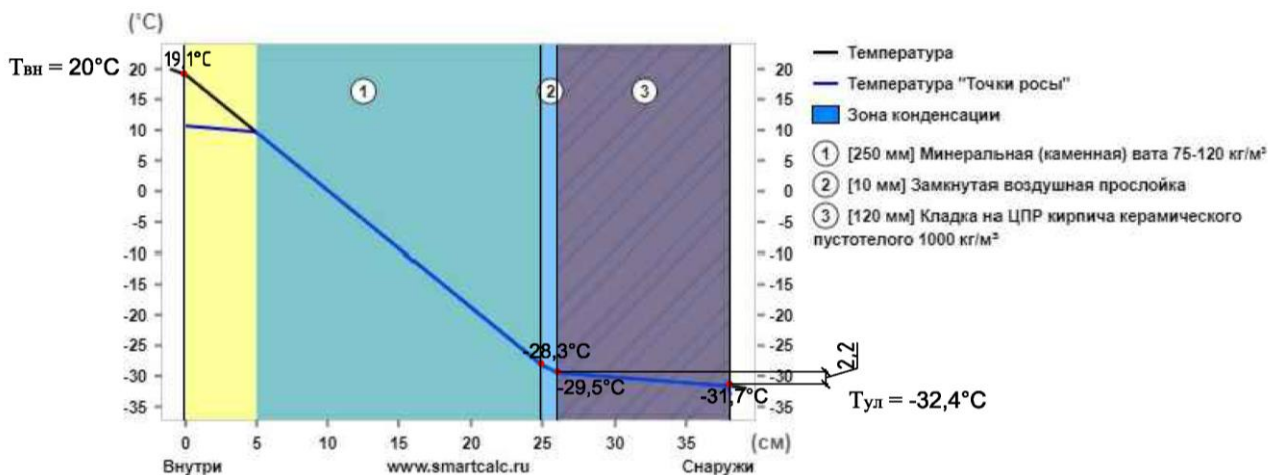


Рисунок 3 – Изменение температуры в многослойной стене

***Практические исследования температуры наружного слоя
кирпичной облицовки***

Для уточнения значений температур на поверхностях наружной облицовки из кирпичной кладки были проведены натурные испытания с использованием измерителя теплофизических величин – «Теплографа».

Для измерения температуры кирпичной облицовки используется измеритель теплофизических величин – «Теплограф» (изготовитель - НПП «Интерприбор», г. Челябинск). Принцип работы «Теплографа» заключается в преобразовании плотности тепловых потоков в сигнал термоЭДС с помощью датчиков тепловых потоков, преобразовании температуры в сопротивление с помощью платиновых термопреобразователей (датчиков) сопротивления или непосредственно в цифровой код с помощью цифровых датчиков температуры, измерении сигналов напряжения и сопротивления и преобразовании их в цифровой код, дальнейшем преобразованием кода в поименованные величины, в соответствии с номинальными статическими характеристиками, хранении и отображении массивов измерительной информации и передачи данных во внешние устройства [5].

Объект исследования – жилое 19-ти этажное здание, расположенное по адресу: г. Санкт-Петербург, Северный пр., д. 75, корп. 1 (рис. 4). Измерения проводились в уровне технического этажа.



Рисунок 4 – Объект исследования

В проводимом эксперименте измерительный комплекс состоит из регистратора (рис. 5) и подключенных к нему четырех модулей (рис. 6), которые установлены на северной, южной, западной и восточной стенах здания и соединены между собой последовательно.

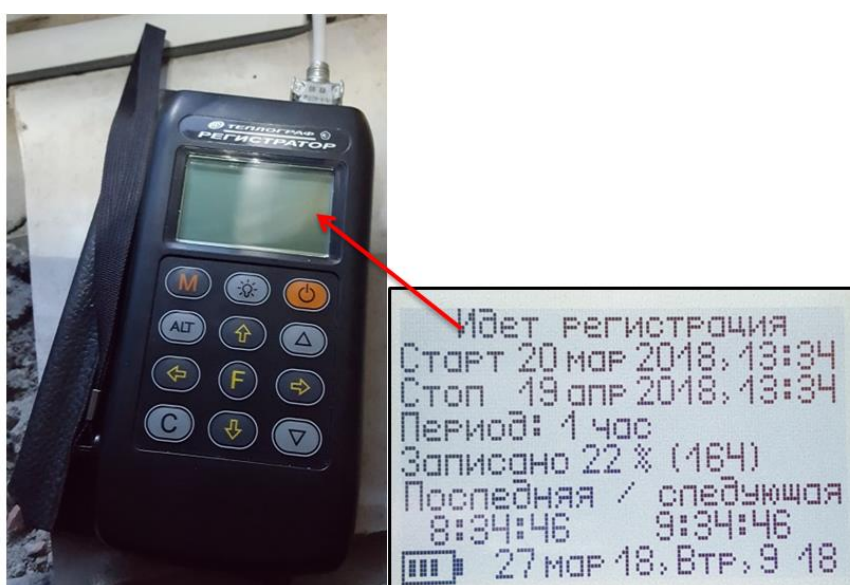


Рисунок 5 - Регистратор



Рисунок 6 – Модули (адаптеры) 1-4

К модулям присоединены платиновые и цифровые датчики температуры. Датчики установлены с наружной (ПДТ 3) (рис. 7) и внутренней (ПДТ 2) (рис. 8) поверхностей кирпичной облицовки, внутри помещения (ЦДТ 4) технического этажа (рис. 9) и снаружи здания (ЦДТ 5).

Общая схема измерительного комплекса и расположения датчиков представлена на рис. 10.



Рисунок 7 - Датчик температуры (ПДТ 3) наружной поверхности кирпичной облицовки



Рисунок 8 - Датчик температуры (ПДТ 2) внутренней поверхности кирпичной облицовки

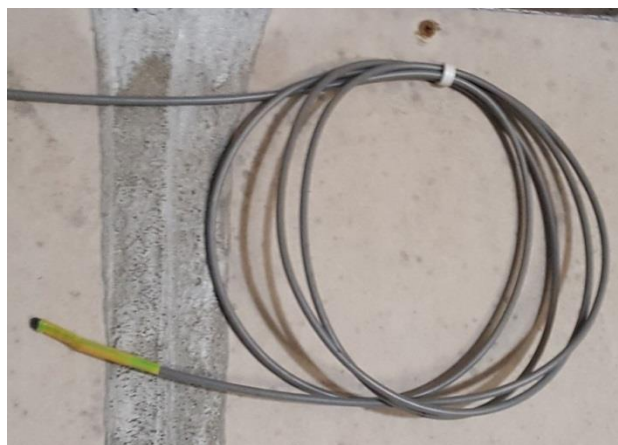


Рисунок 9 - Датчик температуры (ЦДТ 4) внутри помещения технического этажа

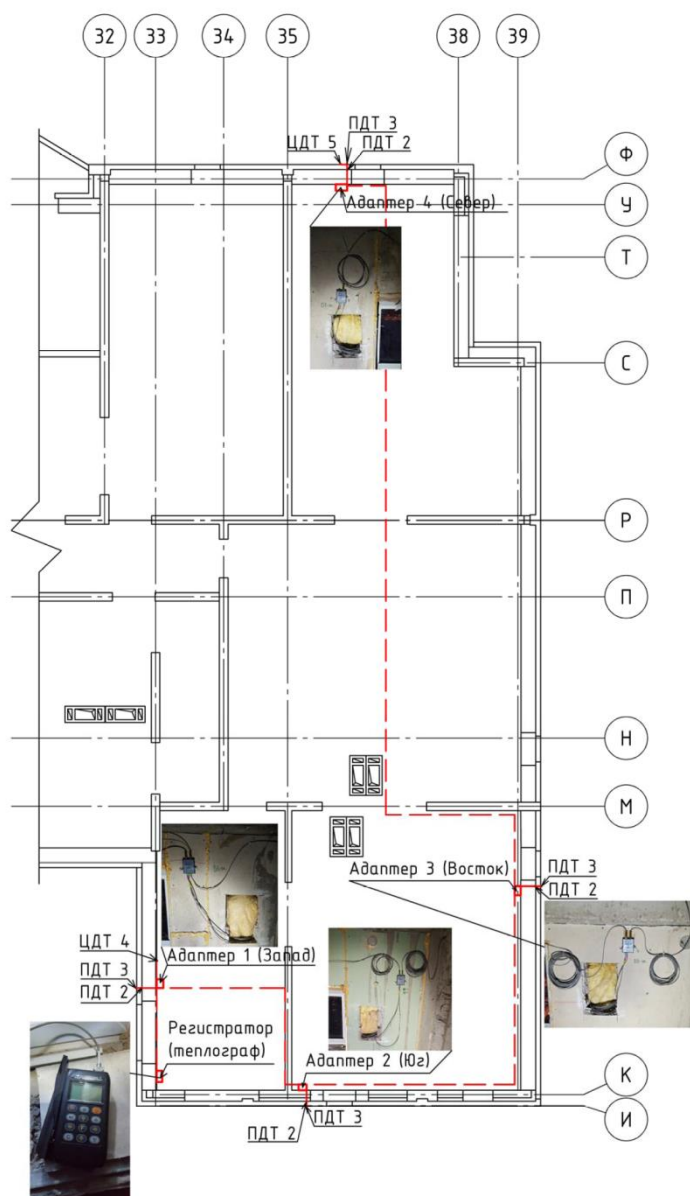


Рисунок 10 - Схема расположения датчиков в уровне технического этажа

Мониторинг проводился в период с 16 января по 25 октября 2018 г. Измерения температуры осуществлялись регистратором автоматически один раз в час. За период исследования было получено более 6000 результатов измерений.

Фрагмент результатов (с 14 апреля по 05 мая 2018 г.) мониторинга температур наружной поверхности, внутреннего слоя кирпичной кладки на разных сторонах света, а также температур наружного воздуха и температур внутри технического этажа представлен на рис. 11.

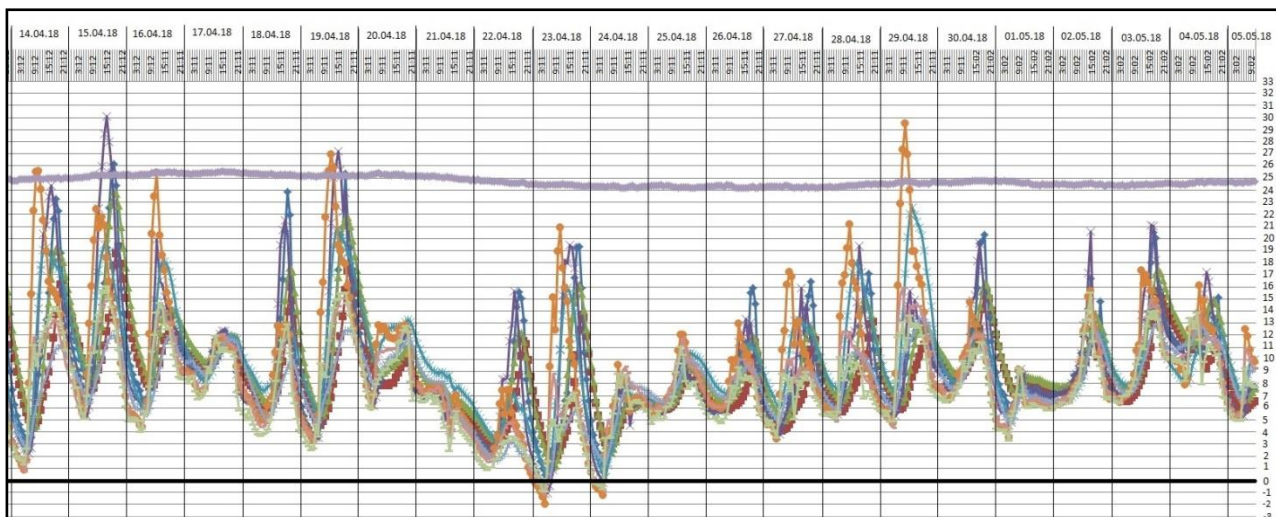


Рисунок 11 – Фрагмент результатов (с 14 апреля по 05 мая 2018 г.) мониторинга температур

Максимальные и минимальные температуры наружной и внутренней поверхности кирпичной облицовки по результатам мониторинга представлены на рис. 12-13.

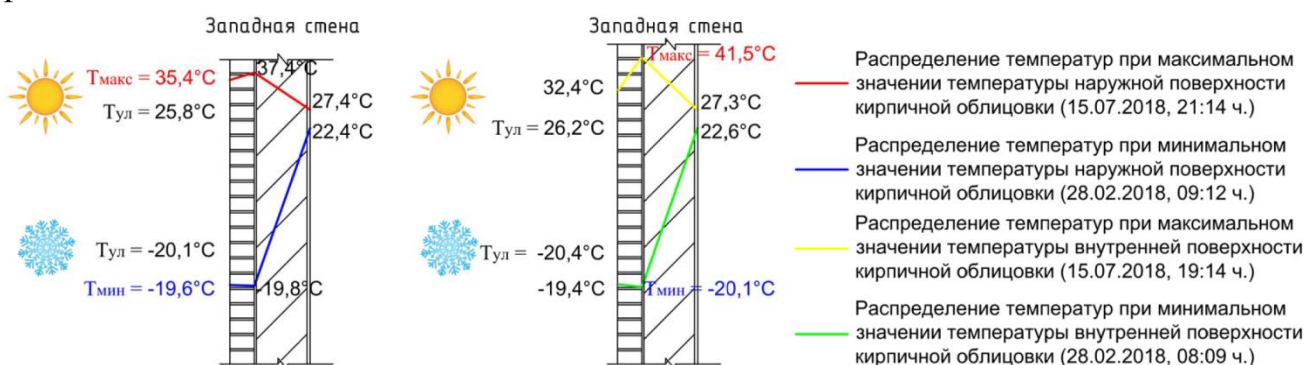


Рисунок 12 – Максимальные и минимальные температуры наружной и внутренней поверхности кирпичной облицовки на западной стене здания по результатам мониторинга

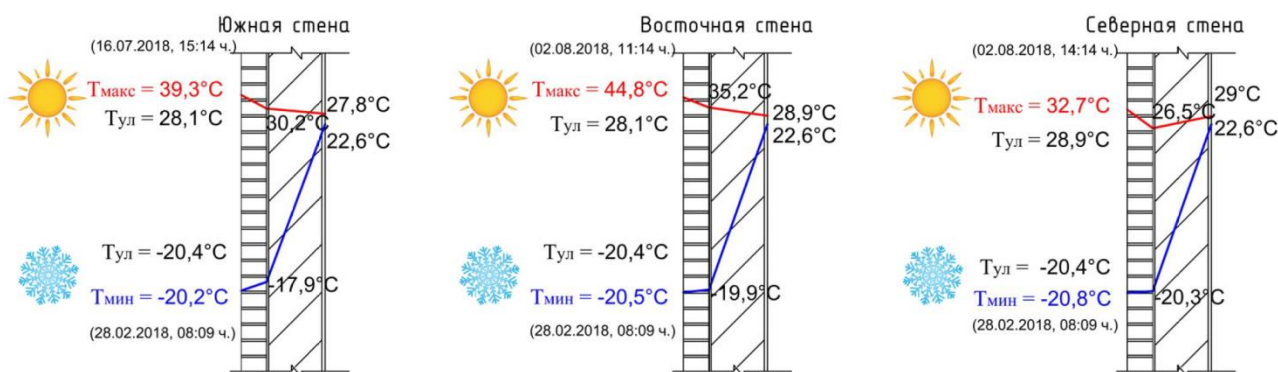


Рисунок 13 – Максимальные и минимальные температуры наружной и внутренней поверхности кирпичной облицовки на южной, восточной и северной стенах здания по результатам мониторинга

Анализ результатов мониторинга показывает, что действительная температура наружной поверхности кирпичной кладки в холодное время не выходит за пределы значений, полученных по результатам расчетов. Ее минимальное значение за весь период измерений наблюдалось на северной стороне 28 февраля 2018 г. и составило $-20,76^{\circ}\text{C}$, в то время как по расчетам данная температура равна $t_{c,nc} = -36,4^{\circ}\text{C}$ и $t_{c,nc} = -29,0^{\circ}\text{C}$ по расчетам в соответствии с [2] и рекомендациям [3], соответственно. В целом, среднесуточная температура наружного воздуха в холодное время года по результатам мониторинга составила $-8,09^{\circ}\text{C}$. Это значение не превышает заложенные в расчетах значения, равные $t_{ec} = -32,4^{\circ}\text{C}$ и $t_{ec} = -25,0^{\circ}\text{C}$ по рекомендациям [2] и [3], соответственно.

Анализ результатов мониторинга температур в теплое время года показывает, что наблюдаемые максимальные температуры поверхности кирпичной облицовки различной ориентации не превышали полученные в результате расчетов значения. Однако, наблюдаемая максимальная температура поверхности кирпичной кладки, ориентированной на восток, составила $44,85^{\circ}\text{C}$, что превысило значение $40,5^{\circ}\text{C}$, полученное по расчетам [3], но не превысило значения $50,7^{\circ}\text{C}$, рекомендованного [2]. Максимальное значение температуры наружного воздуха в теплый период времени наблюдалось 1 августа и составила $+30,44^{\circ}\text{C}$. Средняя суточная температура воздуха в теплое время года составила $+18,3^{\circ}\text{C}$ что не превысило установленных расчетами значений, равных $+26^{\circ}\text{C}$ и $+21^{\circ}\text{C}$, полученных в результате расчетов по методикам [2] и [3], соответственно.

Максимальные перепады температуры между наружной и внутренней поверхностями лицевого слоя, ориентированного на запад, по результатам мониторинга в теплое и холодное время года приведены на рис. 14.

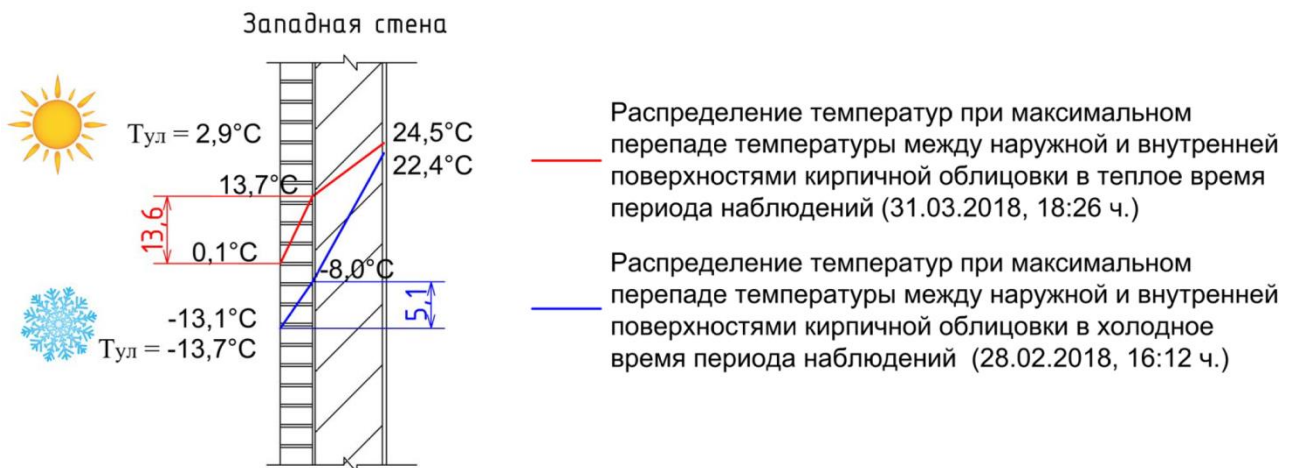


Рисунок 14 - Максимальные перепады температуры между наружной и внутренней поверхностям лицевого слоя, ориентированного на запад

Как отмечено ранее, в расчетах по существующим методикам лицевой слой из кирпичной облицовки толщиной 120 мм приравнен к тонкостенной конструкции. В соответствии с этим установлен нулевой перепад температур по сечению кирпичной облицовки в зимнее время. Результаты мониторинга показывают, что в действительности температура меняется по сечению кладки в зимнее время, перепад температур на поверхностях кирпичной кладки не нулевой. Максимальное значение перепада в холодное время измерений (январь-февраль) зафиксировано в феврале на южной стороне и составило 10,4°C (рис. 15).

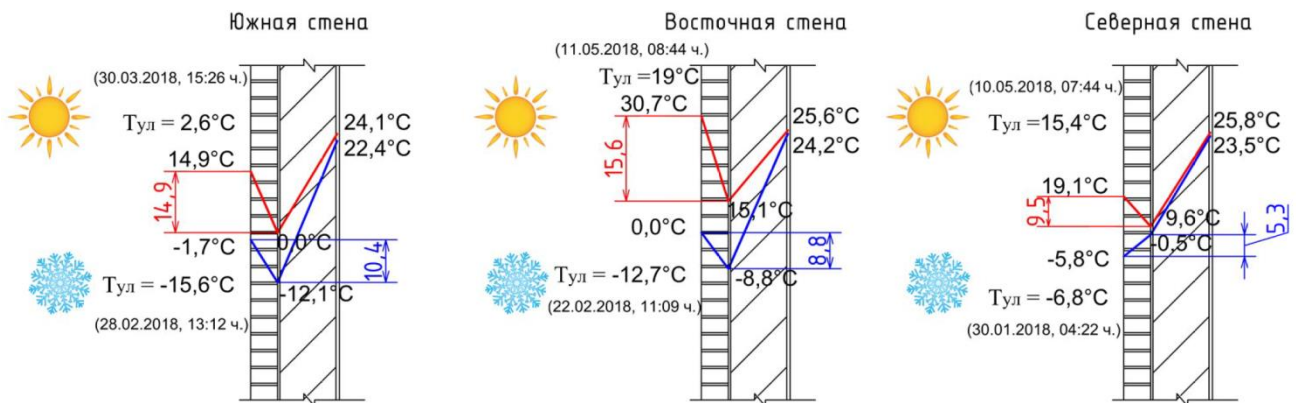


Рисунок 15 - Максимальные перепады температуры между наружной и внутренней поверхностям лицевого слоя, ориентированного на юг, восток и север

Данные измерений температур по месяцам (январь – октябрь) приведены на рис. 16.



Рисунок 16 – распределение температур по месяцам по результатам мониторинга

В целом, наблюдается цикличность температурных воздействий. Рис. 11 показывает, что в пределах суток кирпичная облицовка подвергается попеременному действию нагрева и охлаждения. При этом разница между наибольшей и наименьшей суточной температурами наружной поверхности кирпичной облицовки в холодное время года может достигать 27°C (табл. 1).

Таблица 1 - Максимальные разности суточных температур наружной и внутренней поверхностей кирпичной облицовки

Параметр		Модуль 1 (Запад)	Модуль 2 (Юг)	Модуль 3 (Восток)	Модуль 4 (Север)
Максимальный перепад температуры за сутки на наружной поверхности (зимой), °С	значение, °С	9,2	20,9	15,7	7,7
	дата	28.02.18	28.02.18	22.02.18	01.02.18
Максимальный перепад температуры за сутки на наружной поверхности (весной), °С	значение, °С	15,6	24,8	26,9	15,8
	дата	12.05.18	15.04.18	06.05.18	10.05.18
Максимальный перепад температуры за сутки на наружной поверхности (летом), °С	значение, °С	15,0	20,0	24,8	17,0
	дата	14.06.18	15.07.18	26.06.18	26.06.18
Максимальный перепад температуры за сутки на наружной поверхности (осенью), °С	значение, °С	8,2	19,0	21,1	9,8
	дата	05.10.18	11.10.18	29.09.18	05.10.18
Максимальный перепад температуры за сутки на внутренней поверхности (зимой), °С	значение, °С	12,5	16,1	11,2	6,6
	дата	28.02.18	28.02.18	22.02.18	30.01.18
Максимальный перепад температуры за сутки на внутренней поверхности (весной), °С	значение, °С	25,0	16,5	18,6	9,2
	дата	12.05.18	11.05.18	06.05.18	25.05.18
Максимальный перепад температуры за сутки на внутренней поверхности (летом), °С	значение, °С	22,1	14,4	16,6	9,3
	дата	14.06.18	14.06.18	01.06.18	01.06.18
Максимальный перепад температуры за сутки на внутренней поверхности (осенью), °С	значение, °С	14,9	12,0	14,6	7,4
	дата	03.09.18	11.10.18	29.09.18	05.10.18
Средние по сечению кирпичной облицовки температуры, θ_4 , °С,	мониторинг	20,3	20,6	22,7	13,1
	расчеты	16,7	14,0	16,7	5,7

Полученные в результате мониторинга и приведенные в табл. 1 средние по сечению кирпичной облицовки температуры от солнечной радиации θ_4 превышают установленные расчетами по нормативам [2] и [3] значения. Следовательно, в расчетах по существующим методикам неправильно учитывается воздействие солнечной радиации, а ведь от приращения средних по сечению элемента температур θ_4 зависит значение температур наружной поверхности кирпичной кладки в теплое время года.

В работе было проведено пробное дополнительное исследование циклических воздействий. Температурная нагрузка на кирпичную кладку была смоделирована путем попеременного нагружения-разгрузки кирпичных образцов. Количество циклов равно количеству ясных дней, так как в солнечные дни конструкции наиболее подвержены разрушению от циклических нагрузок попеременного нагрева-охлаждения. При этом разрушение конструкций и образование повреждений имеет накопительный характер и проявляется не сразу, а после нескольких циклов воздействий.

Для испытаний было изготовлено 10 образцов из кирпича (рис. 17). Первые три образца были доведены до разрушения путем испытания на сжатие на гидравлическом прессе по ГОСТ 8462-85 [6]. Разрушающая нагрузка составила 274 кН, 360,9 кН и 353 кН, соответственно. Среднее значение – 329,3 кН.



Рисунок 17 – Испытания образцов под действием циклической нагрузки

Четвертый образец испытывался под нагрузкой в пределах 10-90% от разрушающей, пятый – 70-90% от разрушающей. Было определено, что нагрузка трещинообразования составляет 70% от разрушающей.

Далее определялось число циклов, когда произойдет разрушение образцов под действием 70% нагрузки от среднего значения разрушающей нагрузки (231 кН). Результаты испытаний для образцов приведены в табл. 2.

Таблица 2 – Результаты испытания образцов под действием 70% нагрузки

Номер образца	Номер цикла, на котором произошло разрушение
7	11
8	51
9	21
10	8

Результаты испытаний показывают большой разброс в циклах, когда наступало разрушение образцов, что не позволяет сделать соответствующих выводов о разрушении кирпичной облицовки под действием циклической нагрузки. Для более глубокого анализа вопроса циклических воздействий на кирпичную облицовку требуется проведение дальнейших исследований с испытаниями большего количества образцов.

Заключение

В результате проведения расчетов температур поверхностей кирпичной облицовки и ведения мониторинга температур в реальных условиях эксплуатируемого здания, можно сделать следующие выводы:

1. Результаты определения расчетной температуры поверхностей кирпичной облицовки показывают, что расчеты по существующим методикам не дают точных сведений о распределении температуры по сечению кирпичной облицовки в составе многослойных стен, так как основаны на предположении работы кирпичной кладки как однослойной конструкции. Исходя из этого допущения, устанавливается нулевой перепад температур по сечению кирпичной облицовки в зимнее время.
2. За период мониторинга температур с использованием «Теплографа» установлено:
 - действительная максимальная температура наружной поверхности кирпичной кладки в теплое время года на восточной стороне составила 44,85°C, что превысило значение 40,5°C, полученное по результатам расчетов по рекомендациям [3];

- в реальных условиях эксплуатации температура меняется по сечению кладки в зимнее время. Максимальное значение перепада температуры в холодное время измерений составило 10,4°C;
- зафиксированные в процессе мониторинга суточные перепады температуры наружной поверхности достигли 27°C, что сопровождается температурными деформациями. Работа кладки при циклической нагрузке никак не учитывается в расчетах и нормах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Н. С. Орлова, А. В. Улыбин Проблемы расчета кирпичной облицовки облегченных стен на температурные воздействия // Региональные аспекты развития науки и образования в области архитектуры, строительства, землеустройства и кадастров в начале III тысячелетия : материалы V Междунар. науч.-практ. конф., Комсомольск-на-Амуре, 29–30 нояб. 2017 г. : в 2 ч. / редкол. : О. Е. Сысоев (отв. ред.) [и др.]. – Комсомольск-на-Амуре.: ФГБОУ ВО «КнАГУ», 2018. –Ч. 2. – с. 230-234.
2. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия.
3. СТО 36554501-013-2008. Методы расчета лицевого слоя из кирпичной кладки наружных облегченных стен с учетом температурно-влажностных воздействий.
4. Ищук М. К. Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. М.: РИФ «Стройматериалы», 2009. 357 с.
5. Руководство по эксплуатации измерительно-регистрирующего комплекса «Теплограф». Челябинск. НПП «Интерприбор». - 43 с.
6. ГОСТ 8462-85 Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе. М.: ИПК Издательство стандартов, 2001.

**ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ВКЛЮЧЕНИЙ ИЗ ЛИЦЕВОГО КИРПИЧА НА
ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНЫЙ РЕЖИМ КЛАДКИ ИЗ
ТЕПЛОЭФФЕКТИВНЫХ КЕРАМИЧЕСКИХ КАМНЕЙ**

Оханцев Андрей Валерьевич¹, инженер

e-mail: ohancev.a.v@gmail.com

Руденко Алексей Евгеньевич², к.э.н., начальник 12 НИО

e-mail: rudenko.ru.76@mail.ru

Демьянов Алексей Анатольевич³, к.т.н., доцент

e-mail: Alexey-VITY@yandex.ru

Попов Илья Витальевич⁴, ст. оператор 10 НР

e-mail: ilyavitropov@yandex.ru

¹ ООО «Проектное бюро-12»

²⁻⁴ Научно-исследовательский институт (военно-системных исследований МТО
ВС РФ) Военной академии материально-технического обеспечения
имени генерала армии А.В. Хрулева, г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

Для обеспечения современных нормативных теплотехнических требований и для соблюдения условий политики энергосбережения создаются новые технические решения и материалы.

Теплоэффективные керамические камни соответствуют всем современным требованиям, однако обеспечение перевязки вызывают сомнения с точки зрения теплопотерь.

В статье описано исследование влияния включений из лицевого кирпича на температурно-влажностный режим кладки из теплоэффективных керамических камней. Решались задачи: изучения проектного решения стеновых ограждений здания; определение фактической конструкции построенных стеновых ограждений; расчет сопротивления теплопередаче с учетом неоднородности стены, сравнение проектного и фактического решений; оценка дополнительных тепловых потерь стены за счет теплопроводных вкладок.

Представлены частые варианты включений, описаны недостатки каждого решения, даны результаты теплотехнического расчета. На основе расчетов вы-

явлено отсутствие превышения нормируемого температурного перепада для стен.

Ключевые слова: лицевой кирпич; теплоэффективные керамические камни; температурно-влажностный режим; теплопотери.

EVALUATION OF THE INFLUENCE OF INCLUSIONS FROM FACIAL BRICK ON THE TEMPERATURE-HUMIDITY MODE OF MATRIX FROM HEAT-EFFECTIVE CERAMIC STONES

Okhantsev Andrei Valerievich¹, Engineer

e-mail: ohancev.a.v@gmail.com

Rudenko Alexey Evgenievich², Candidate of Economic Sciences,

Head of 12 NIO

e-mail: rudenko.ru.76@mail.ru

Demyanov Alexey Anatolievich³, Ph.D., Associate Professor

e-mail: Alexey-VITY@yandex.ru

Popov Ilya Vitalyevich⁴, Senior Operator 10 HP

e-mail: ilyavitpopov@yandex.ru

¹ LLC «Design Bureau-12»

² Research Institute (Military-System Studies of the Ministry of Defense of the Armed Forces of the Russian Federation) The Military Academy of Material and Technical Support named after the army of A.V. Khrulev, Saint-Petersburg

ABSTRACT

To provide modern standard heat engineering requirements and to comply with the terms of energy conservation policies, new technical solutions and materials are being created.

Heat-efficient ceramic stones meet all modern requirements, but the provision of dressings raises doubts in terms of heat loss.

The article describes the investigation of the influence of inclusions from the face brick on the temperature and humidity regime of the masonry made from heat-efficient ceramic stones. The following tasks were solved: study of the design decision of the wall fences of the building; the definition of the actual construction of the constructed fencing; calculation of resistance to heat transfer, taking into account the heterogeneity of the wall, comparison of design and actual solutions; estimation of additional thermal losses of the wall due to heat-conducting inlays.

Frequent variants of inclusions are presented, the shortcomings of each solution are described, and the results of heat engineering calculation are given. Based on the calculations, the absence of an excess of the normalized temperature difference for the walls was revealed.

Keywords: facing brick; heat-efficient ceramic stones; temperature-humidity regime; heat loss.

В условиях политики энергосбережения появилось много новых материалов и технических решений для обеспечения современных нормативных теплотехнических требований.

Одним из таких материалов являются теплоэффективные керамические камни. Однако кладка ими, в частности обеспечение перевязки нередко вызывают сомнения и споры на строительных площадках.

Авторами настоящей статьи проведено исследование влияния теплопроводных вставок из лицевого кирпича в теле кладки из теплоэффективного керамического камня на температурно-влажностный режим помещений и ограждающей конструкции наружной стены строящегося жилого дома.

При проведении исследования решались задачи:

- 1) изучения проектного решения стеновых ограждений здания;
- 2) определение фактической конструкции построенных стеновых ограждений;
- 3) расчет сопротивления теплопередаче с учетом неоднородности стены, сравнение проектного и фактического решений;
- 4) оценка дополнительных тепловых потерь стены за счет теплопроводных вкладок;
- 5) проверка выполнения санитарно-гигиенических и комфортных условий СП [1] для фактической конструкции построенных стеновых ограждений;
- 6) формулировка выводов по результатам обследования.

Для обнаружения имеющихся дефектов и повреждений был произведен натурный осмотр наружных стен с выполнением фотофиксации характерных участков. Для проверки температурно-влажностного режима конструкций проведены необходимые расчеты.

Предметом исследования являются фактически возведенные стеновые ограждения с учетом теплопроводных вставок из лицевого кирпича.

В результате визуального осмотра стеновых ограждений и изучения проектной документации установлено:

1. Стена ненесущая - испытывает нагрузки от собственного веса в пределах этажа [2]. Фактическая конструкция стены выполнена из камня керамического пустотелого крупноформатного RAUF 10,8 NF толщиной основного слоя 390 мм. Особенностью камней этого типа является низкий коэффициент теплопроводности. Снаружи стена облицована лицевым кирпичом толщиной слоя в полкирпича (120 мм). Лицевой кирпич соединяется с основным слоем при помощи закладных деталей.

2. В отличие от проектного решения в натуре в основном слое стены появились вставки из лицевого кирпича в местах примыкания наружной стены к оконным и балконным проемам, к железобетонным колоннам и т. д. (фото 1, 2).

3. Вставки из лицевого кирпича выполнены при перевязке швов кладки из камня керамического пустотелого крупноформатного RAUF 10,8 NF, что является отклонением проектного решения, в котором основной слой стены должен выполняться без каких либо вкладок.

4. Однако в этом случае возникает необходимость продольной колки или распиловки крупноформатных камней на половинки. При этом распиловка камней затруднена большой глубиной пила – 219 мм. В продаже имеется оборудование по распиловке кирпича и бетонных камней с глубиной пила всего лишь до 120 мм. Продольная колка вручную крупноформатных камней на половинки является очень трудоемким и малопродуктивным процессом вследствие больших габаритов камня и его очень высокой пористости.

5. Учитывая, что продольная линия колки камней проходит вдоль по короткой стороне пустот, то при включении в кладку колотых половинок образуются очень широкие швы (в середине участка) (рис. 4), либо толстый слой штукатурки (откосы проемов) (рис. 3,4), являясь в свою очередь теплопроводными включениями в основном слое.

6. Следует отметить, что принятое проектное решение не согласуется с рекомендациями завода-производителя, в которых предусмотрена система перевязки кладки из камня керамического пустотелых крупноформатных камней для другой толщины основного слоя (510 мм). Камень RAUF 10,8 NF в данной системе является угловым.

7. Учитывая, что теплопроводность лицевого кирпича выше, чем керамического пустотелого крупноформатного RAUF 10,8 вставки из лицевого кирпича в теле основного слоя могут оказывать влияние на температурно-влажностный режим помещений и стеновых ограждений.

Для оценки влияния вставок из лицевого кирпича в теле основного слоя стены выполнены необходимые расчеты, на основании которых сделаны следующие выводы.

1. В результате расчётов сопротивления теплопередаче установлено, что включение в ограждение сквозной кладки из лицевого кирпича приводит к уменьшению приведенного сопротивления теплопередаче не более чем на 3...4 % (рис. 1, 2)

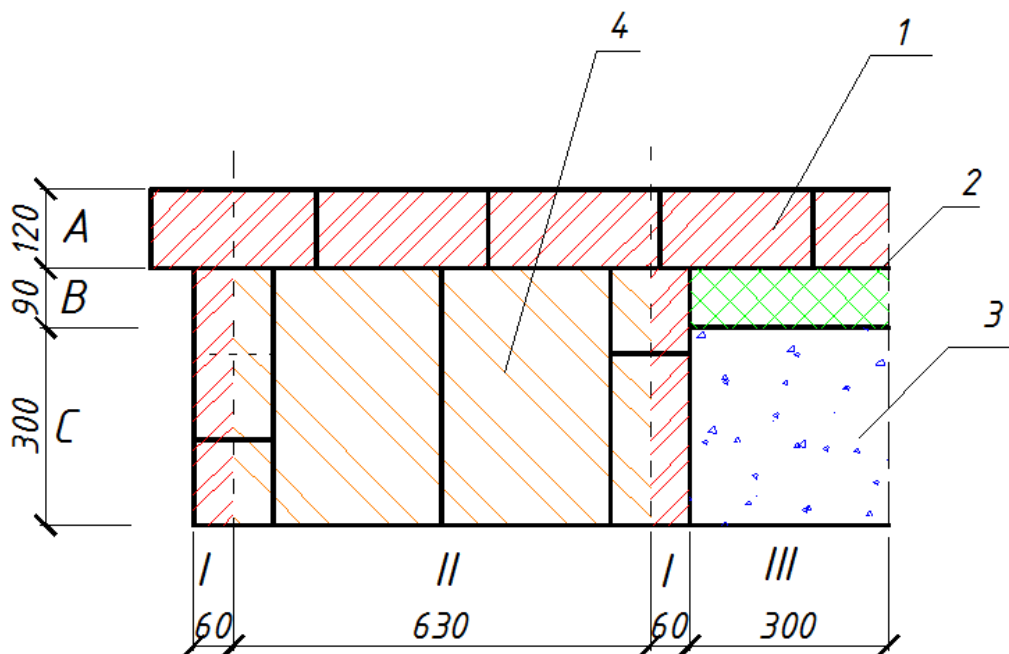


Рисунок 1 – Расчётная схема теплопроводного включения:

**1 – кирпичная кладка из лицевого кирпича; 2 – утеплитель «Роквул»;
3 – ж/б колонна; 4 – кладка из камня керамического пустотелого крупноформатного RAUF 10,8 NF**

2. Расчёты теплотерь показали, что увеличение теплотерь через стены с теплопроводными включениями составляет около 1% от общих теплотерь (табл. 1).

Таблица 1 - Тепловые потери промежуточного этажа

Ограждающие конструкции и инфильтрация воздуха	Площадь, $A, \text{ м}^2$	Тепловые потери, $Q, \text{ Вт}$	
		по проекту	фактически
Наружные стены	230	5600	5800
Окна и балконные двери	70	7100	7100
Жилые комнаты	200	Инфильтрация 7400	7400
ИТОГО:	-	20100	20300

3. Таким образом, увеличение теплотерь значительно ниже точности теплотехнических расчётов, принятых в инженерной практике (около 5%).

4. Расчёты температурно-влажностного режима ограждений (рис. 2) показали, что температура внутренней поверхности стены в зоне теплопроводного включения из лицевого кирпича составляет 17°C . При этом разность температур внутреннего воздуха ($+20^{\circ}\text{C}$) и внутренней поверхности стены ($+17^{\circ}\text{C}$) составляет 3°C , что не превышает нормируемого температурного перепада для стен жилых помещений и исключается конденсация влаги на внутренней поверхности стенового ограждения.

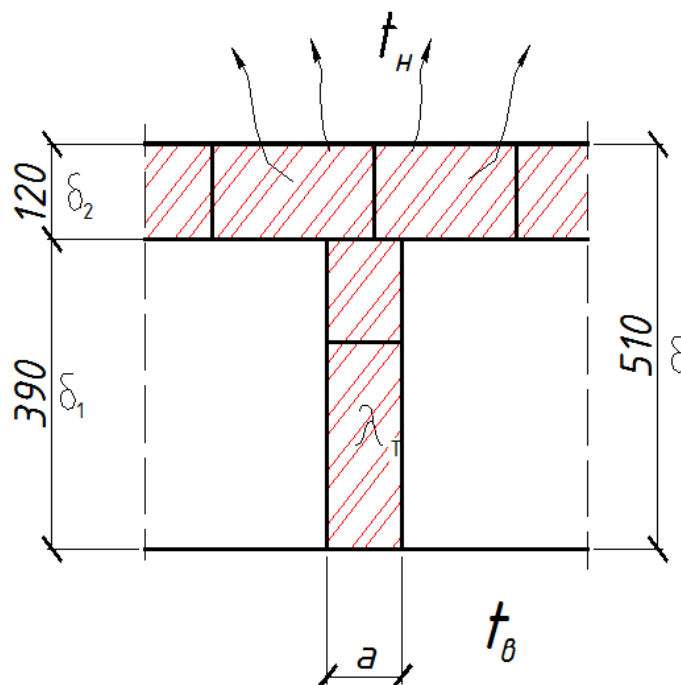


Рисунок 2 – Расчётная схема теплопроводного включения в середине пролета для расчета на конденсацию влаги на внутренних поверхностях стены



Рисунок 3 – Участок каменной кладки стенового ограждения, ограниченный проемом балконной двери

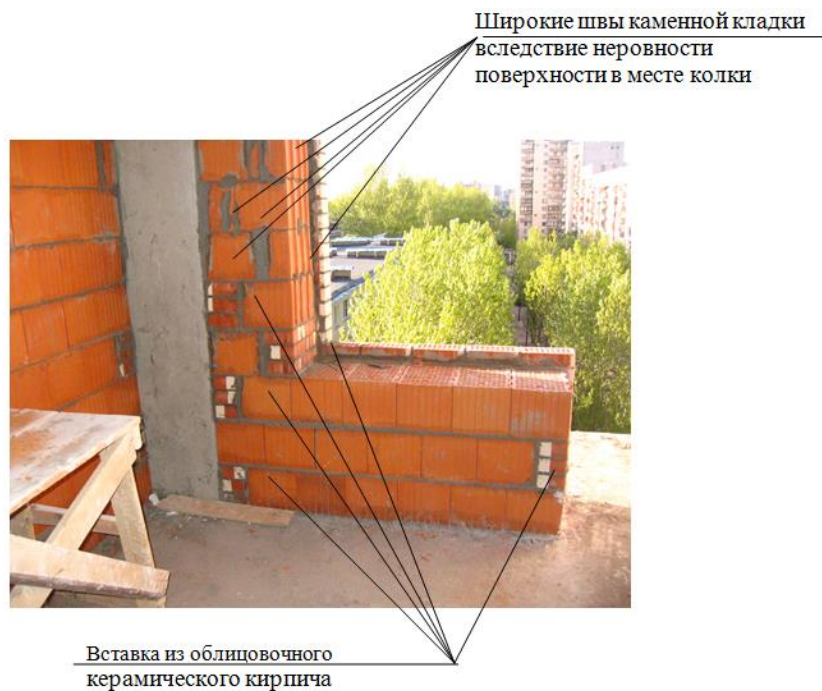


Рисунок 4 – Участок каменной кладки стенового ограждения, ограниченный проемами окна и балконной двери и ж.б. колонной

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003. М.:Минрегион России, 2012.
2. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М., 2011.

ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА МЕТОДОМ ОТРЫВА СО СКАЛЫВАНИЕМ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ПРИМЕНЯЕМЫХ ДОБАВОК

Половников Максим Эдуардович¹, магистрант

e-mail: strategia2604@gmail.com

Рощупкин Артур Александрович², Генеральный директор

e-mail: turichart@yandex.ru

¹ Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого,
г. Санкт-Петербург

² ООО «ГЕНСЕЙ», г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

В данной работе рассматривается проблема контроля прочности бетонных конструкции при строительстве и обследовании зданий и сооружений. Наиболее эффективным способом, с точки зрения экономичности и точности, является испытание косвенными методами с построением градуировочной зависимости по данным испытаний метода отрыва со скалыванием. Эти методы предполагают измерение характеристик, которые косвенно свидетельствуют о прочности на сжатие, значит изменение упругих и пластических свойств бетона может в значительной степени влиять на измерения, получаемые при использовании методов неразрушающего контроля. В частности, на результаты измерения методом отрыва со скалыванием может влиять изменение модуля упругости бетона при введении тех или иных добавок.

Современные технологии производства бетона не обходятся без применения добавок, в частности пластифицирующих, например, на основе лигносульфоната технического (ЛСТ) или эфира поликарбоксилата (РСЕ). Измерение прочности бетонов методом отрыва со скалыванием изначально проводилось для классических составов бетона, наиболее вероятно без добавок, которые влияют на упругопластические характеристики бетона. Нами были проведены испытания бетонов производственных составов с добавками в лабораторных условиях, для выявления проблем использования метода отрыва со скалыванием.

Результаты исследования подтвердили гипотезу о влиянии введения добавок на результаты определения прочности методом отрыва со скалыванием.

При проведении испытаний было также обнаружено влияние конструкции анкера, используемого для проведения испытаний методом отрыва со скалыванием. По результатам исследований предложено многократно увеличить выборку испытаний для выведения коэффициентов пересчета при определении прочности методом отрыва со скалыванием для различных составов, а также коэффициентов для различных типов анкеров.

Ключевые слова: прочность на сжатие; отрыв со скалыванием; пластификаторы; тяжелый бетон; анкер.

CONCRETE STRENGTH BY PULL-OUT TEST METHOD DEPENDING ON THE ADDITIVES

Polovnikov Maxim Eduardovich¹, Master Student
e-mail: strategia2604@gmail.com

Roshchupkin Artur Aleksandeovich², CEO
e-mail: turichart@yandex.ru

¹ Peter the Great Saint-Petersburg Polytechnic University, St. Petersburg

² «GENSEI» LLC, St. Petersburg

ABSTRACT

Problem of controlling the strength of concrete structures during construction and inspection of buildings and structures was reviewed in this article. The most effective way to be efficiency and accuracy is testing by indirect methods with the construction of a calibration dependence according to the data of the pull-out test method. These methods include the measurement of characteristics that indirectly indicate compressive strength, which means a change in the elastic and plastic properties of concrete can significantly affect the measurements obtained using non-destructive testing methods. Basically, a change in the modulus of elasticity of a concrete with the introduction of certain additives can affect the measurement results by the pull-out test method.

Modern concrete production technologies are not complete without the use of additives, plasticizing agents, for example, based on technical lignosulfonate (LST) or polycarboxylate ether (PCE). Measurement of the concrete strength by the pull-out test method was initially carried out for classical concrete compositions without additives, which influenced on elastic-plastic characteristics of concrete. We have carried

out tests of concrete production formulations with additives in the laboratory to identify problems using the pull-out test method.

The results of the research confirmed the hypothesis about the effect of inclusions of additives on the results of the determination of strength by the pull-out test method. The effect of the design of the anchor used for testing by the pull-out test method was discovered during the tests. According to the results of the study, it was proposed to increase the test sample for the derivation of conversion factors when determining the strength by the pull-out test method for various compositions, as well as coefficients for various types of anchors.

Keywords: compressive strength; pull-out test method; plasticizers; heavy concrete; anchor.

Введение

Основным расчетным показателем бетона является его прочность на сжатие, поэтому оценке и контролю этого показателя в строительстве уделяется особое внимание. Для обеспечения безопасной эксплуатации здания класс бетона должен быть не меньше класса, указанного в проектной документации. Класс бетона является нормативной величиной, характеризующей прочность бетона с учетом характеристик однородности с доверительной вероятностью 0,95. Контроль и оценка прочности бетона проводится согласно ГОСТ 18105-2010 [1], данный документ регламентирует сплошной контроль всех несущих конструкции, в том числе неразрушающими методами.

Метод отрыва со скалыванием является, согласно [1], прямым методом и на его основе допускается строить градуировочную зависимость для всех косвенных методов неразрушающего контроля прочности бетона.

Суть метода заключается в определении усилия, необходимого для вырыва установленного анкера из тела бетонной конструкции. Далее, полученное значение усилия пересчитывается в прочность бетона на сжатие R , МПа по формуле, предусмотренной ГОСТ 22690-2015 [2] (1):

$$R = m_1 \cdot m_2 \cdot P, \quad (1)$$

где P – значение усилия, полученное в момент полного вырыва анкера;

m_1 – коэффициент пропорциональности в зависимости от крупности заполнителя;

m_2 – коэффициент пропорциональности в зависимости от типа анкера.

При этом коэффициент m_2 принят согласно выборке испытания, проведенной в 70-х годах прошлого века. Такие испытания проводились для составов, которые предположительно не содержали различных добавок, таких как современные пластификаторы, поэтому влияние данного фактора не учтено при пересчете усилия вырыва (P) в прочность бетона (R).

На результаты измерения методом отрыва со скалыванием может влиять изменение модуля упругости бетона при введении тех или иных добавок. Чтобы изучить влияние данного фактора нами были проведены лабораторные испытания, на составах бетона с добавлением пластифицирующих добавок на основе лигносульфоната технического (далее обозначен как ЛСТ), эфира поликарбоксилата (далее обозначен как РСЕ), а также контрольного состава без добавок, и с добавлением комплексной противоморозной добавки на основе солей (далее обозначен как ПМД).

Результаты испытаний

Изначально предполагалось испытания проводить на образцах, размеры которых рекомендуется использовать ГОСТ 22690-2015 [2], а именно: сторона ребра образца-куба должна иметь длину не менее шести глубин заделки анкерного устройства. Глубина заделки анкерного устройства при испытаниях составляет 48 мм, диаметр анкера 24 мм, поэтому были изготовлены образцы-кубы со стороной 300 мм (рис. 1), но при испытании таких кубов методом отрыва со скалыванием, анкером, указанным ранее, образцы получали значительное разрушение (Рисунок 2).



Рисунок 1 – Общий вид образцов-кубов



Рисунок 2 – Значительное разрушение образцов-кубов после отрыва

Данные, полученные при значительном разрушении, не могут учитываться для оценки прочности бетона. Поэтому для дальнейших испытаний выполнялись образцы-плиты размерами 800x400x150 мм. Для транспортировки таких плит было выполнено конструктивное армирование, предотвращающее разрушение образцов плит под собственным весом при переноске. Всего было изготовлено 12 плит из четырех составов бетона (по 3 образца-плиты для одного состава) (Рисунок 3).



Рисунок 3 – Образцы-плиты

К каждому образцу-плите было также изготовлено по 2 куба с длиной ребра 100 мм для испытания на прессе. Для исключения влияния водоцементного отношения, составы проектировались с В/Ц=0,5 (с учетом жидких добавок). Полные данные о составах бетона сведены в табл. 1.

Таблица 1 – Данные о составах бетона

Условное обозначение \ Материал	Цемент (Сланцевский цементный завод «ЦЕСЛА») ЦЕМ I 42,5Н	Песок (ЛСР Базовый Мкр 2,3-2,5), влажность 4%	Щебень (ЛСР Базовый фр. 5-20 Гранит)	Вода (на сухие материалы)	Добавка
Контрольный (без добавок)	360	845	1000	175	-
РСЕ	360	845	1000	174	0,4 %
ЛСТ	360	845	1000	172,5	1 %
ПМД	360	845	1000	168	3 %

На каждом образце-плите испытания проводились параллельно двумя приборами, реализующими контроль прочности методом отрыва со скалыванием: ПОС-50МГ4.О (далее ПОС) и ОНИКС-1.ОС.050 (далее ОНИКС) (Рисунок 4).



Рисунок 4 – Проведение параллельных испытаний приборами ПОС (слева) и ОНИКС (справа)

Испытания проводились анкерами, поставляемыми с приборами, при этом конструкции анкеров различаются (Рисунок 5). Анкер прибора ПОС соответствует конструкции анкера II типа, представленного в Прил. А ГОСТ 22690-2015 [2].



Рисунок 5 – Анкеры приборов ПОС (слева) и ОНИКС (справа)

Анкер прибора ОНИКС имеет отличие, которое заключается в устройстве «зуба» на нижнем конце сегмента. Такая конструкция была разработана для исключения проскальзывания при вырыве анкера, но на практике результаты параллельных испытаний бетона на прочность двумя анкерами, указанными выше, могут значительно отличаться. Авторы статьи предполагают, что это связано с конструкцией анкера прибора ОНИКС. Специально для установки такого анкера после просверливания отверстия используют «расточку», которая создает паз для «зуба» анкера. Механика отрыва в таком случае меняется, так как через «зуб» в бетон передается основная часть производимого усилия (Рисунок 6).

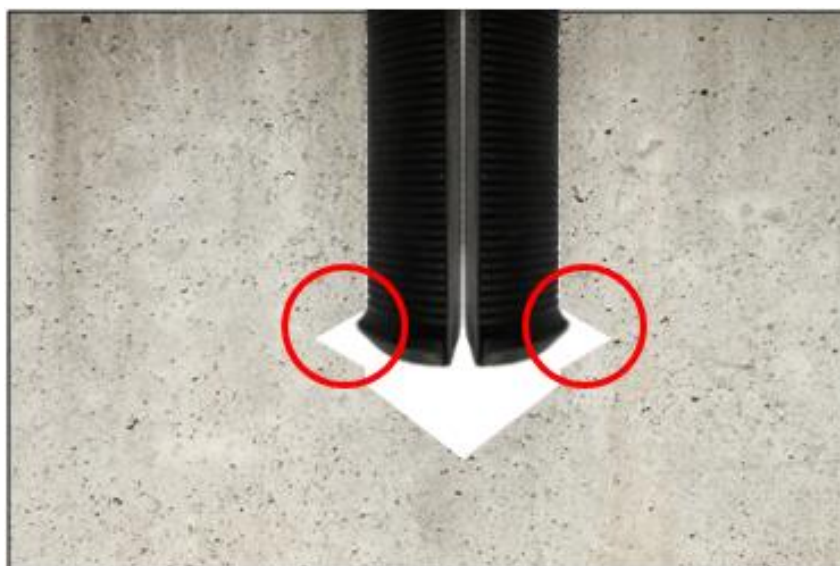


Рисунок 6 – Схема закрепления анкера прибора ОНИКС

Совместно с испытанием образцов-плит методом отрыва со скалыванием, кубы были испытаны разрушающим методом на прессе. Данные, полученные при испытании кубиков, принимались как наиболее достоверные значения, которые далее сравнивали с результатами, полученными с помощью метода от-

рыва со скалыванием. При этом приведенные ниже данные, полученные прибором ПОС, обозначены с учетом проскальзывания анкера при проведении испытаний. Проскальзывание анкера прибора ОНИКС, на протяжении всех испытаний, не происходило. Результаты испытаний для каждого состава бетона сведены в графики (Рисунок 7, Рисунок 8, Рисунок 9, Рисунок 10).

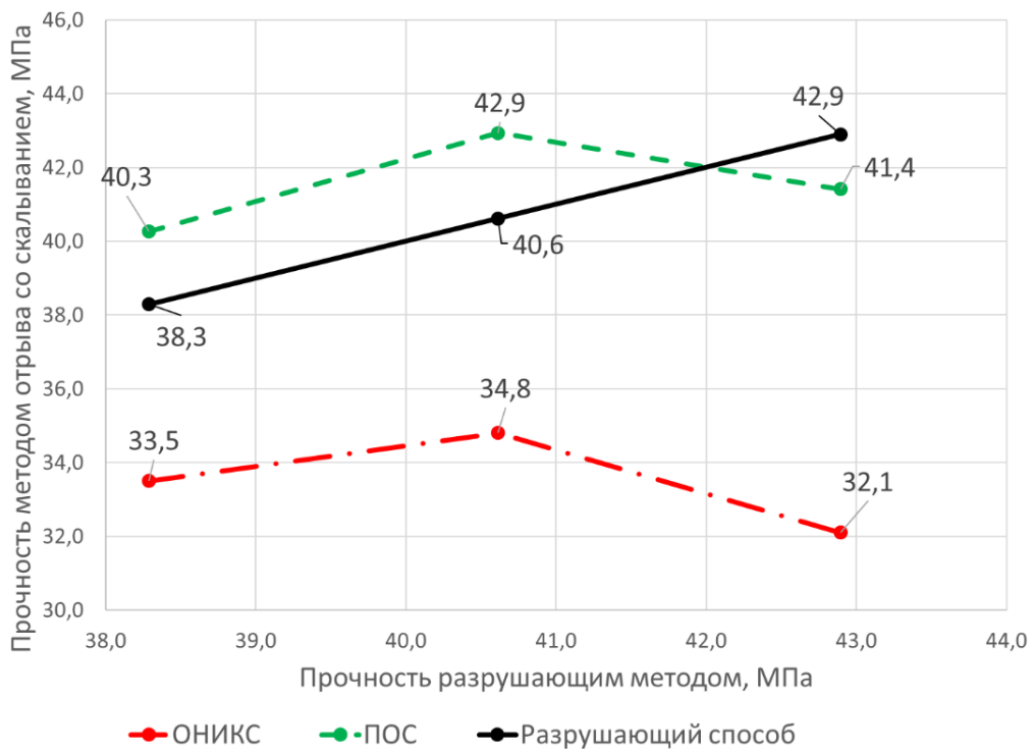


Рисунок 7 – Данные контрольных образцов (без добавок)

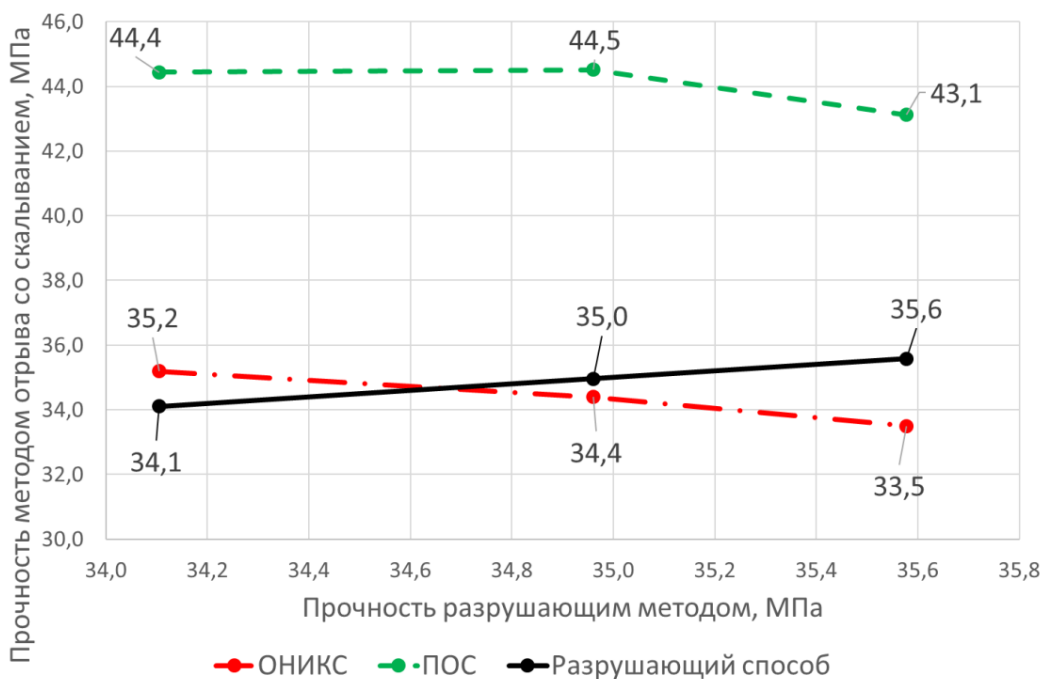


Рисунок 8 – Данные образцов ЛСТ

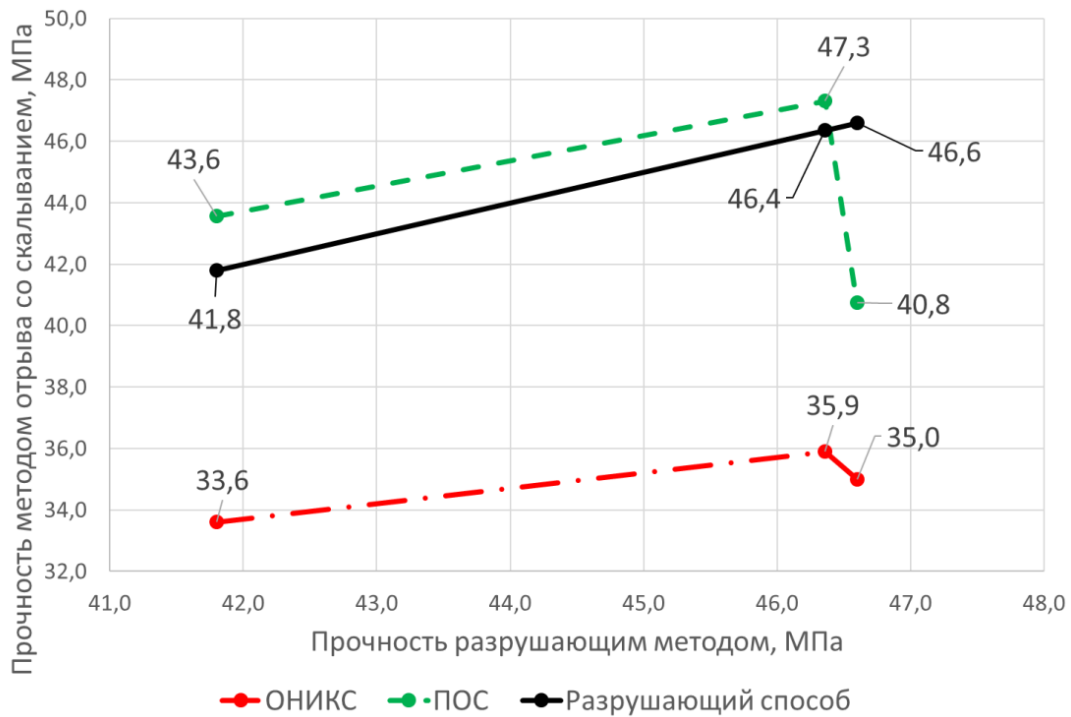


Рисунок 9 – Данные образцов РСЕ

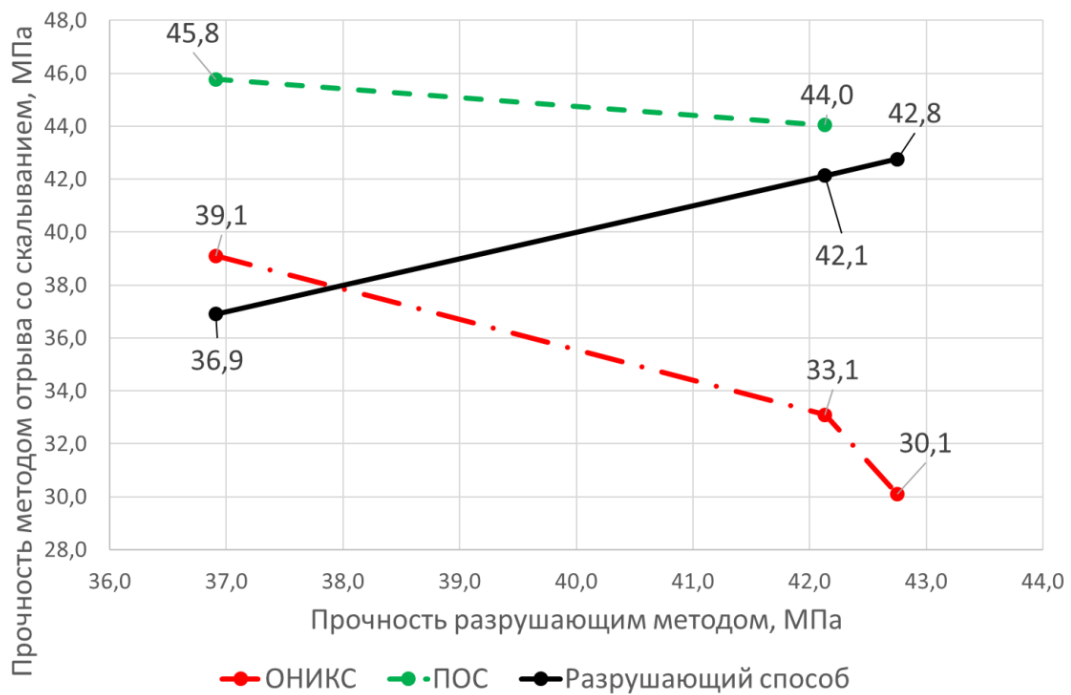


Рисунок 10 – Данные образцов ПМД

На графиках выше можно заметить, что разница между испытаниями различными приборами может достигать 12 МПа. На такие результаты сказывается разная конструкция анкеров. Результаты испытания анкером прибора ПОС учитывают проскальзывание, поэтому результаты, полученные прибором, все-

гда показывают значение выше, относительно результатов получаемым с использованием прибора ОНИКС.

В пределах выборки выявлено влияние добавок в составе бетона на достоверность результатов испытаний методом отрыва со скалыванием. На контрольном составе и составе с пластификатором на основе эфира поликарбоната наиболее близкие результаты показали испытания с применением анкера прибора ПОС, а для состава с пластификатором на основе лигносульфоната технического – анкер прибора ОНИКС. На бетоне с применением противоморозной добавки результаты испытаний не коррелируют с прочностью.

Для того чтобы наглядно отобразить влияние состава бетона на измерения, реализованные методом отрыва со скалыванием результаты всех испытаний были сведены на общий график, вне зависимости от применяемых добавок (Рисунок 11).

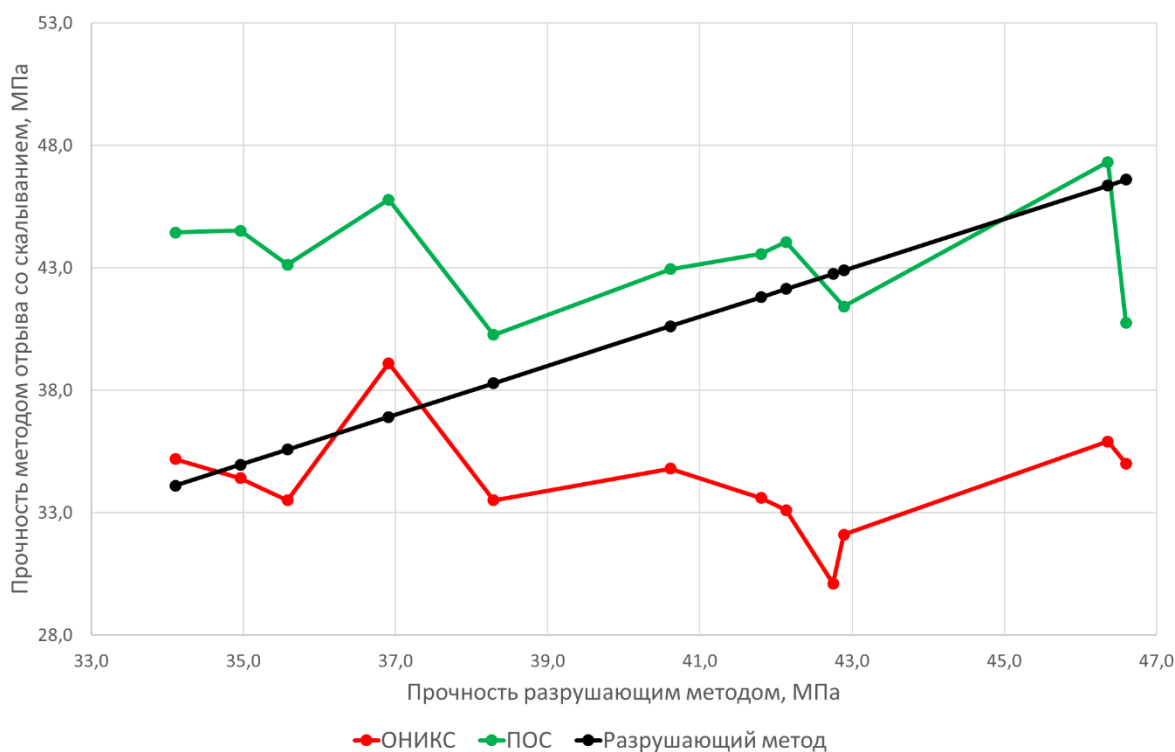


Рисунок 11 – График общих данных без привязки к составам бетона

На общем графике видно, что, если не принимать во внимание состав бетона при определении прочности методом отрыва со скалыванием, получаемые результаты некорректно использовать для построения градуировочной зависимости. Такие значения заведомо могут являться недостоверными.

Выводы

По результатам исследования были сделаны следующие выводы:

– Для качественной статистической оценки необходимо многократно увеличить объем испытаний, а также дополнительно оценить степень совместного влияния добавок с различными цементами и инертными материалами на показания. Следует также провести дополнительные испытания в разном диапазоне прочностей.

– Полученные данные позволяют предположить, что оценка прочности бетона методом отрыва со скалыванием может не отражать фактической прочности бетона в конструкции.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 18105-2010 Бетоны. Правила контроля и оценки прочности. М.: Стандартинформ, 2012 г.
2. ГОСТ 22690-2015 Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля. М.: Стандартинформ, 2016 г.
3. Улыбин, А. В. О выборе методов контроля прочности бетона построенных сооружений // Инженерно-строительный журнал. 2011. №4(22). С. 10-15.
4. Берг О.Я., Щербаков Е.Н, Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. М.: Изд-во литературы по строительству, 1971 г. 208 с.
5. Баженов Ю.М. Технология бетонов. Учебник. М.: Изд-во АСВ, 2011 г. 528 с.

ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КАБЕЛЕНЕСУЩИХ СИСТЕМ

Попова Ульяна Вадимовна¹, студент

e-mail: Ulja1408@gmail.com

Федотов Сергей Дмитриевич², главный инженер

e-mail: sergey.d.fedotov@gmail.com

Зимин Сергей Сергеевич³, старший преподаватель

e-mail: zimin_sergei@mail.ru

Улыбин Алексей Владимирович⁴, к.т.н., генеральный директор

e-mail: ulybin@mail.ru

^{1,3} ФГАОУ ВО Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, г. Санкт-Петербург

^{2,4} ООО «ОЗИС-Венчур» (www.ozis-venture.ru), г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

В статье рассматриваются вопросы работы тонкостенного U-образного профиля на изгиб. Выполнено численное моделирование исследуемой конструкции с помощью МКЭ. Разработана программа испытаний и выполнены экспериментальные исследования работы профилей. Выполнено сопоставление расчетных и экспериментальных данных, сделан вывод о низкой сходимости конечно-элементной модели с реальной работой конструкции. Проанализированы экспериментальные данные и выявлены зависимости несущей способности от толщины профиля и пролета.

Ключевые слова: тонкостенные стальные конструкции; холодногнутый профиль; системы кабельных лотков; изгиб.

RESEARCH OF BEARING CAPACITY OF CABLE-SUPPORT SYSTEMS

Popova Ulyana Vadimovna¹, student

e-mail: Ulja1408@gmail.com

Fedotov Sergey Dmitrievich², Leading Engineer

e-mail: sergey.d.fedotov@gmail.com

Zimin Sergey Sergeevich³, senior lector

e-mail: zimin_serger@mail.ru

Ulybin Aleksey Vladimirovich⁴, PhD (Eng), CEO

e-mail: ulybin@mail.ru

^{1,3} Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University, St. Petersburg

^{2,4} LLC «OZIS-Venture» (www.ozis-venture.ru), St. Petersburg

ABSTRACT

The article deals with the issues of slender U-section behavior in bending. Numerical simulation of the studied structure was performed by finite-element method. A test procedure was developed, and experimental researches of slender sections behavior were conducted. Computational and experimental data were compared and it was concluded that the convergence of finite element model with real structure operation is low. The experimental data were analyzed and dependencies of bearing capacity on slender section thickness and span were revealed.

Keywords: thin-walled steel constructions; cold-bent section; cable tray systems; bending.

Введение

Тонкостенные конструкции сегодня находят широкое применение в различных областях промышленного и гражданского строительства [1-4]: малоэтажные здания жилого и общественного назначения, промышленные объекты, объекты реконструкции, ограждающие конструкции (в составе термопанелей) и специальные конструкции [5]. Многие исследователи в своих публикациях [5-8] рассматривают особенности работы ЛСТК (Легких стальных тонкостенных конструкций) в составе несущих и ограждающих конструкций зданий, в то время как вопрос о расчете кабеленесущих систем рассматривается недостаточно широко. Вместе с тем, кабельные лотки (короба) относятся к одним из наиболее востребованных ЛСТК, широко применяются для прокладки многоуровневых силовых кабельных трасс и обустройства проводки (рис. 1).



Рисунок 1 – Применение кабельных лотков

Основопологающим нормативным документов для кабеленесущих систем является ГОСТ Р 52868-2007 (модифицированный МЭК 61537:2006 «Системы кабельных лотков и системы кабельных лестниц для прокладки кабелей»). Данный документ не содержит рекомендаций по расчету нагрузки, которая может быть воспринята профилем; её значение определяется путем испытаний каждого выпускаемого вида профиля для каждого конкретного случая применения. Данные испытания являются достаточно трудоемкими и, соответственно, затратными для производителя.

Кабеленесущие лотки отличаются как по размеру, так и по своему конструктивному исполнению. В данной статье рассмотрены тонкостенные U-образные профили без перфорации, имеющие перегибы при переходе нижней стенки к боковым и зигзагообразное завершение боковых стенок (рис. 2).

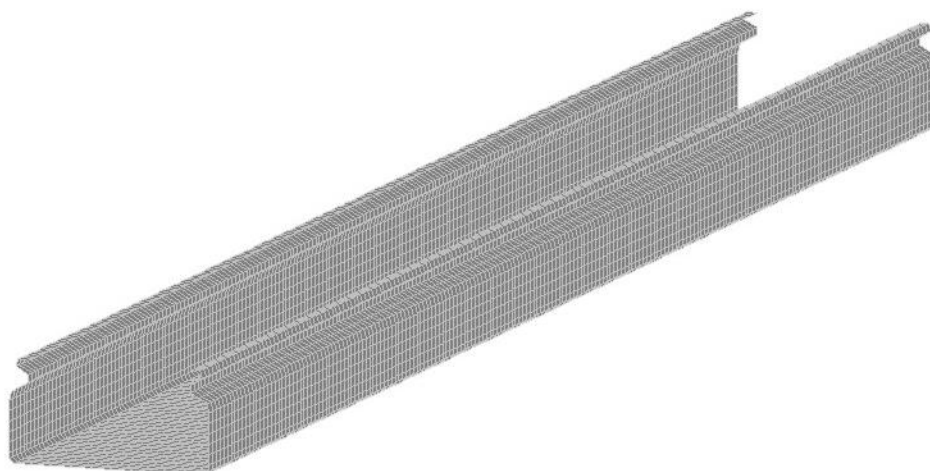


Рисунок 2 – Модель исследуемого профиля

Целью исследования является выявление действительной работы профилей и предельной допустимой рабочей нагрузки на них.

Для достижения цели были поставлены следующие задачи:

1. Составить расчетную модель и выполнить моделирование всех исследуемых типоразмеров лотков путем варьирования геометрических размеров, определить предварительные значения допустимой нагрузки;
2. Определить методы испытаний, провести экспериментальные исследования работы некоторых типоразмеров профилей;
3. Сопоставить полученные результаты и сделать вывод об адекватности принятой расчетной модели реальной работе конструкции.

На сегодняшний день тема исследований тонкостенных холодногнутых конструкций является актуальной и перспективной — это подтверждается огромным количеством публикаций результатов теоретических и экспериментальных исследований ЛСТК, как российских, так и иностранных [9].

Моделированием работы тонкостенных конструкций занимались многие отечественные авторы. Исследования Синельникова А. С. и Орловой А. В. [5-6] посвящены моделированию работы сжатых просечно-растяжных тонкостенных профилей, в статьях Тусниной О. А. исследуется работа тонкостенных прогонов в составе покрытия [7-8]. В работе Шатова Д. С. [10] рассматриваются деформации и формы потери устойчивости тонкостенной стойки открытого сечения с перфорацией, вычисленные методом конечных элементов. Лалин В. В., Рыбаков В. А., Морозов В. А. в работах [11,12] рассматривают тонкостенные конечные элементы различных типов, в зависимости от способа аппроксимации функции деформации, а также исследуют сходимость предложенных конечных элементов.

Описание численного моделирование работы лотков

Численное исследование профилей выполнялось в программных комплексах ANSYS и SCAD в пространственной постановке. Расчетная модель выполнялась в двух постановках — твердотельная и оболочечная. Расчет профилей в твердотельной и оболочечной постановках показал несущественное расхождение результатов (в среднем не более 1 %). При малом расхождении результатов была принята оболочечная расчетная модель, так как она требует меньше временных затрат на расчет. Граничные условия заданы в виде цилиндрического шарнира, реализующего свободу поворотов торцов профилей с возможностью их внутреннего деформирования. Исследование работы профиля выполнялось в линейной постановке.

Согласно [15], линейная аппроксимация функций перемещения не может быть рекомендована для расчетов тонкостенных стержневых элементов при разбиении стержня менее чем на 64 КЭ. Исходя из данного условия, а также из необходимости моделирования загибов профиля и «замков», шаг разбиения конечно-элементной модели принят равным 5 мм. Таким образом, число элементов в моделях в зависимости от геометрических размеров варьируется от 8000 до 12600.

При моделировании приняты следующие характеристики материала профилей: модуль упругости $E=2,1 \cdot 10^5$ МПа, коэффициент Пуассона $\mu=0,3$, плотность $\rho=7850$ кг/м³.

Напряженно-деформированное состояние лотков определяется их функциональным назначением: профили работают на изгиб. Характер нагружения профилей (укладка кабелей на нижнюю стенку) предопределяет задание в расчетной модели равномерно-распределенной нагрузки, приложенной к нижней стенке сверху.

В условиях эксперимента нагрузка прикладывается дискретно, путем увеличения числа пластин нагрузки, о чем подробнее будет сказано ниже. Подобным образом моделируется и нагрузка в расчетном комплексе. «Ступень» принимается исходя из числа точек приложения сосредоточенной нагрузки по длине и ширине профиля, площади нижней стенки и массы единичной нагрузки.

Согласно ГОСТ Р 52868-2007 [13], для каждого выпускаемого типоразмера лотка производитель обязан указывать значение безопасной рабочей нагрузки (БРН) – максимальной нагрузки, которая может быть безопасно приложена к системе в нормальных условиях. Значение данной нагрузки принималось исходя из следующих условий:

- 1) Значение продольного прогиба профиля при БРН не должно превышать нормативного значения, а именно 1/100 пролета;
- 2) Значение поперечного прогиба также должно быть ниже предельного значения, равного 1/20 ширины профиля;
- 3) Значение БРН не должно превышать 70% от разрушающей нагрузки. За разрушающую принималась нагрузка, при которой напряжения в контролируемых точках достигают предел текучести стали испытываемых образцов (ст3, 08пс), равного 240 Н/мм² [14].

Для оценки расчетных значений прогибов фиксировались значения перемещений в точках С, D (рис. 4). По значениям перемещений определялись поперечный (1) и продольный (2) прогибы по формулам:

$$f_1 = \frac{f_{c1} + f_{c2}}{2}, \quad (1)$$

$$f_2 = f_D - f_1, \quad (2)$$

где f_1, f_2 – поперечный и продольный прогибы соответственно, мм;

f_{c1}, f_{c2} – значения перемещений в точке С, мм;

f_D – значение перемещения в точке D, мм.

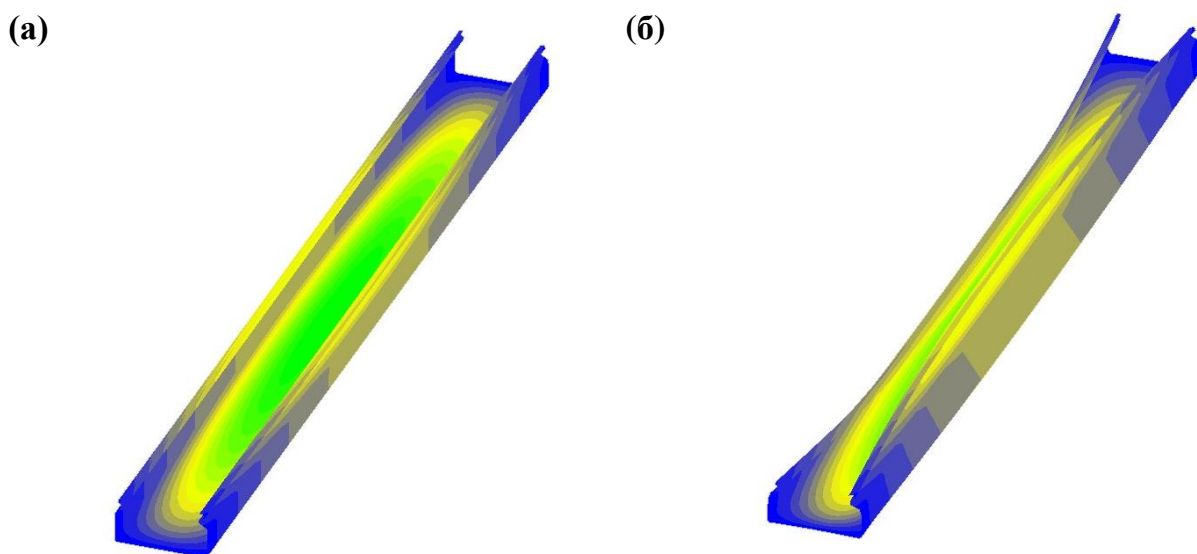


Рисунок 3 – Модель профиля в SCAD в недеформированном (а) и деформированном (б) состоянии

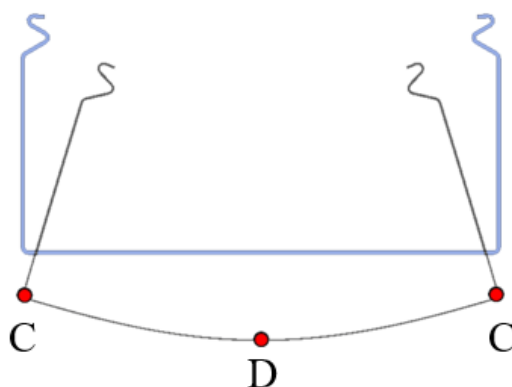


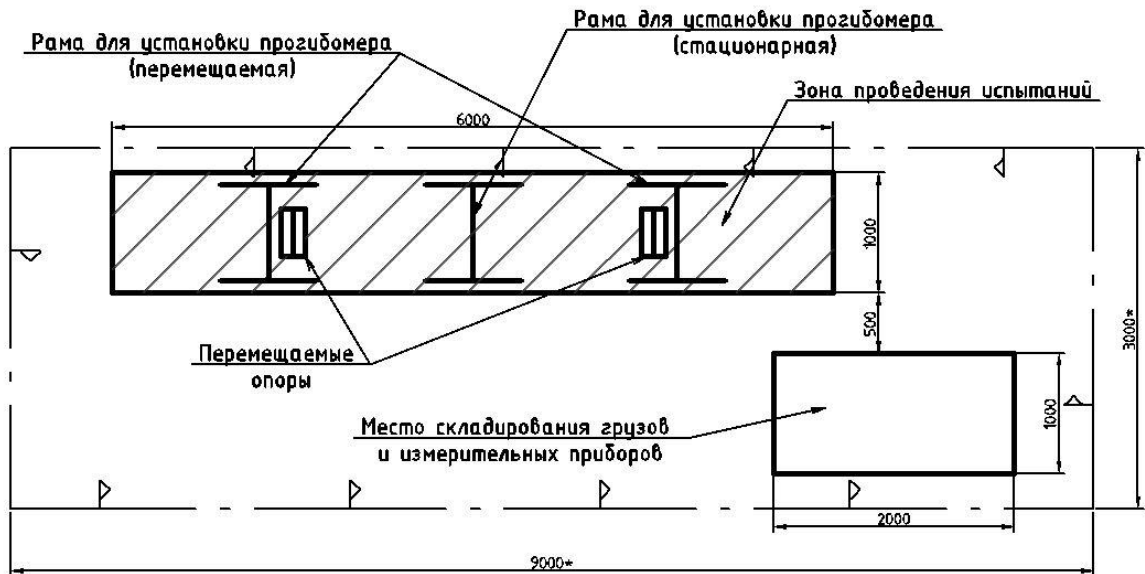
Рисунок 4 – Поперечное сечение в середине пролета

Таким образом, в результате предварительного расчета было получено число «ступеней» нагрузки, при котором будет достигнуто значение БРН и число ступеней, при котором будет достигнуто значение разрушающей нагрузки.

Описание экспериментального стенда

Для проведения испытаний инженерами ООО «ОЗИС-Венчур» была разработана и реализована программа исследования на основе [13], включающая методику проведения испытаний, принципиальную схему испытательного стенда (рис. 5) и специально разработанную нагрузку (табл. 1). Нагрузка состоит из распределительной пластины с центрирующим стержнем и ручкой для перемещения, а также дополнительных пластин.

а)

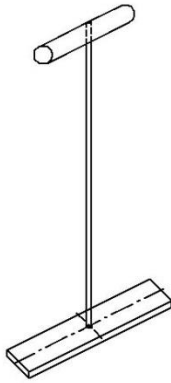



б)



Рисунок 5 – Испытательный стенд. Принципиальная схема (а) и общий вид (б)

Таблица 1 – Характеристики испытательной нагрузки

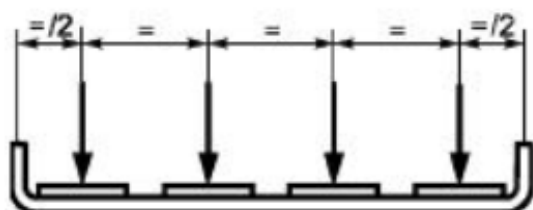
№ п/п	Наименование	Эскиз	Масса, г
1	Распределительная пластина		2000
2	Дополнительная нагрузка		1000

Перед началом загрузки производится осмотр испытуемого образца, проверка геометрических характеристик, фиксация значения начального поперечного прогиба.

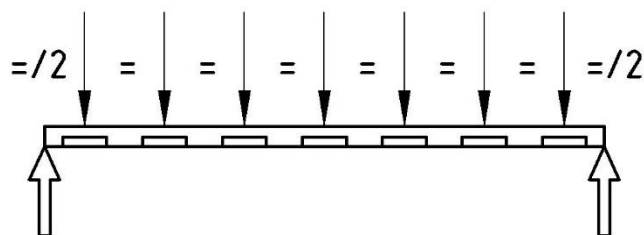
Нагрузка должна быть равномерно распределена по ширине и длине образца в соответствии с табл. 2. Примеры распределения нагрузки по ширине и длине образца представлены на рис. 6.

Таблица 2 – Число мест приложения точечных нагрузок

Номинальная ширина, мм	Число мест точечных нагрузок по ширине	Длина пролета, м	Число мест приложения точечных нагрузок на пролете
Менее 175	1	Менее 2,0	5
От 175 до 300	2	От 2,0 до 2,5	6
От 300 до 600	4	От 2,5 до 3,0	7
Более 600	6	Более 3,0 3,5	8



(а)



(б)

Рисунок 6 – Схема приложения точечных нагрузок по ширине (а) и по длине (б) профиля

Увеличение нагрузки происходит дискретно, путем увеличения числа пластин на каждой из распределительных стоек. Нагружение образца сопровождалось фиксацией значений перемещений в точках С, D. (см. рис. 4). С этой целью в каждую из указанных точек был установлен прогибомеры Максимова (рис. 7).



Рисунок 7 – Прогибомеры Максимова

Согласно ГОСТ [13], критерием достижения БРН является достижение образцом одного из предельных значений прогибов. После фиксации данных, образец продолжают дискретно нагружать до достижения значения 1,7 БРН. В случае, если обрушение образца происходит раньше, за 1,7 БРН принимается последняя ступень, при которой образец способен выдерживать приложенную нагрузку без разрушения, а БРН пересчитывается по формуле (3):

$$n(\text{БРН}) = \frac{n(1,7 \text{ БРН})}{1,7}, \quad (3)$$

где $n(1,7 \text{ БРН})$ – число ступеней, при которых достигается значение 1,7 БРН;

$n(\text{БРН})$ – число ступеней, при котором значение нагрузки достигает БРН.

Для узких профилей, шириной 100 мм и 150 мм, фиксация перемещений в точке D не производилась по следующим причинам:

1. Способ приложения и конструктивные особенности испытательной нагрузки исключают возможность установки датчика в данной точке;

2. Путем предварительных расчетов было установлено, что влияние нагрузки на изменение поперечного прогиба у узких профилей значительно меньше, чем влияние на изменение продольного прогиба. Таким образом, предельное значение продольного прогиба будет достигнуто ранее, а, значит, поперечный прогиб не повлияет на БРН.

В соответствии с [13], нагружение образцов с использованием металлических грузов предлагается выполнять:

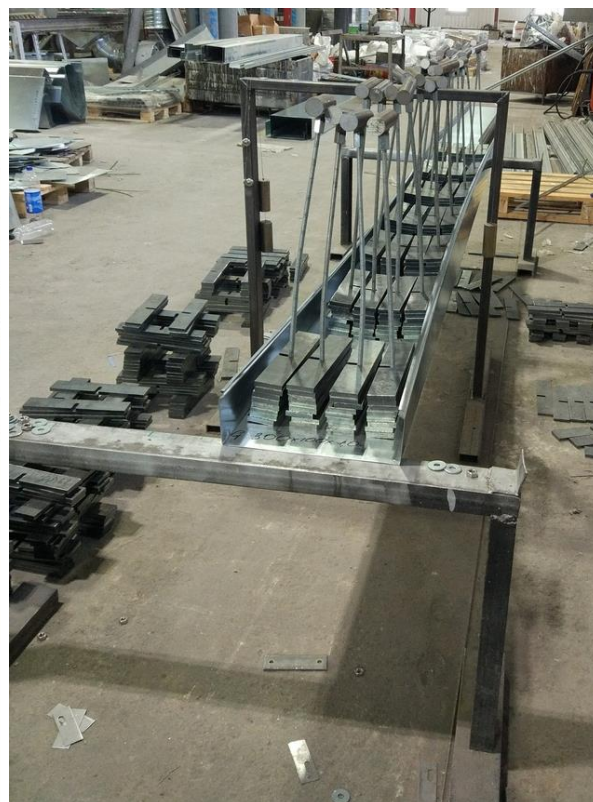
1. Установкой распределительных пластин и единичных грузов дно профиля сверху (рис. 8 а);

2. Подвешиванием нагрузок снизу, с установкой на распределительную пластину (рис.8 б).

Опытным путем установлено, что при данной конструкции испытательной нагрузки, следует прикладывать её первым способом только в том случае, если число мест приложения по ширине больше двух. В противном случае возможно опрокидывание распределительной стойки и искажение результатов испытаний.



(а)



(б)

**Рисунок 8 – Схема приложения нагрузки при расположении
(а) – в 1-2 ряда, (б) – более, чем в 2 ряда**

В результате проведенных испытаний были получены значения прогибов, БРН и разрушающей нагрузки. Всего в ходе испытаний было испытано более 300 лотков.

Результаты сопоставления расчетных и экспериментальных данных

Анализ результатов значений БРН для 3-х метровых профилей выявил, что есть значительные расхождения экспериментальных данных с расчетом, как в большую, так и в меньшую сторону.

В первом случае это вызвано несовпадением реальных прогибов с расчетными. Расчетные значения перемещений для широких профилей, как правило, были выше, чем реальные значения, вследствие чего происходило занижение значений БРН.

Во втором случае профиль не выдерживал расчетную нагрузку вследствие потери устойчивости.

В табл. 3 представлены результаты расчета и испытаний для некоторых профилей.

Таблица 3 – Расчетные и экспериментальные данные для лотков, длиной 3 м

Геометрические характеристики профиля, мм	Поперечный прогиб, мм		Продольный прогиб, мм		Значение 1,7 БРН, кН/м		Значение БРН, кН/м	
	Расч.	Факт.	Расч.	Факт.	Расч.	Факт.	Расч.	Факт.
50x50x0,6	-	-	21,47	21,6	0,272	0,205	0,160	0,120
100x65x0,7	-	-	14,32	16,0	0,493	0,246	0,29	0,145
100x100x2,0	-	-	10,35	13,1	2,961	2,886	1,742	1,69
150x50x0,6	-	-	15,68	15,8	0,272	0,205	0,160	0,12
150x65x1,0	-	-	13,53	13,85	0,766	0,652	0,451	0,383
200x80x1,0	3,63	2,75	10,74	7,75	1,077	0,678	0,634	0,398
200x150x0,8	6,22	8,95	2,85	3,95	0,911	0,911	0,536	0,536
300x80x0,7	10,63	13,8	5,03	3,3	0,480	0,358	0,282	0,211
400x50x0,6	38,73	13,05	17,9	5,05	0,179	0,358	0,090	0,211
400x100x0,6	40,71	20,0	4,45	0,4	0,179	0,358	0,090	0,211
500x65x1,0	38,7	20,7	13,37	5,0	0,179	0,806	0,090	0,474
500x200x0,8	30,75	23,3	1,55	0,3	0,179	0,358	0,090	0,211
600x50x0,6	58,98	17,55	11,18	1,65	0,179	0,268	0,090	0,157
600x150x1,0	76,71	28,7	7,27	0,3	0,179	0,983	0,090	0,578

Таким образом, конечноэлементные исследования, показывающие правдоподобные результаты при моделировании стоек [5-6, 10], не дают высокой схожести для изгибаемых лотков кабеленесущих систем.

Был выполнен учет устойчивости с использованием программного комплекса ANSYS. При моделировании работы профиля было выявлено 4 возможные формы потери устойчивости (рис. 9):

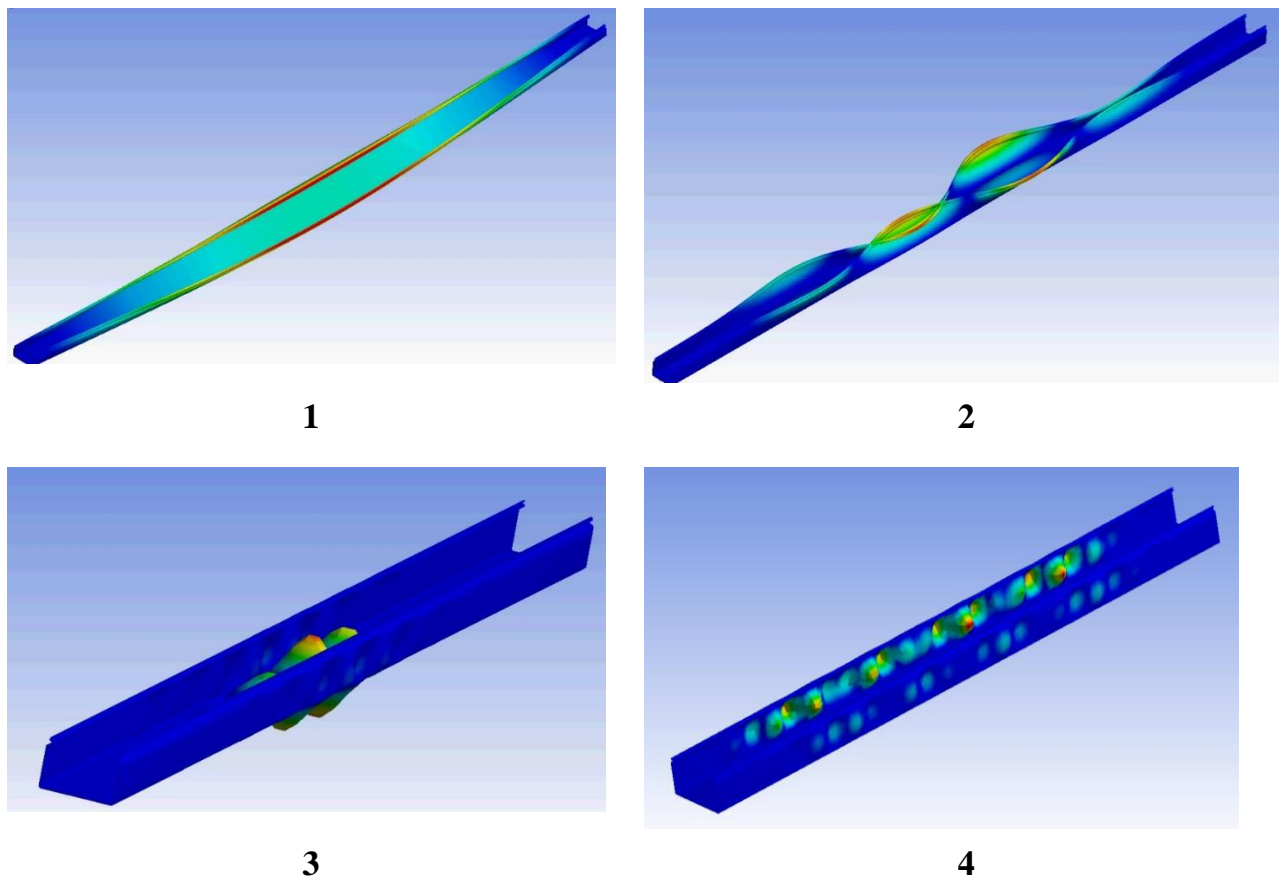


Рисунок 9 – Формы потери устойчивости профилей

Наименьшие значения нагрузки, при которой возникает потеря устойчивости, в большинстве случаев были зафиксированы для 2 и 3 формы. При анализе полученных значений было выявлено, что фактическая разрушающая нагрузка, как правило, выше, чем критическая нагрузка по третьей форме потери устойчивости. Данное явление могло возникнуть из-за способа приложения нагрузки, так как распределительные и грузовые пластины физически мешают выпучиванию нижней стенки профиля.

В исследованной выборке из 35 профилей значения критической нагрузки по второй форме устойчивости в 80% случаев находятся в диапазоне $\pm 20\%$ от фактической разрушающей нагрузки. В 20% случаев фактическая разрушающая нагрузка превышает расчетную на 30-60%.

Значения перемещений определялись в линейной постановке и не совпали с реальными значениями. Полученные перемещения более чем в 80% случаев имели завышенные значения.

Таблица 4 – Анализ результатов, полученных в ANSYS

Геометрические характеристики	Перемещения в точке С (Продольный прогиб), мм			Перемещения в точке D, мм			Разрушающая нагрузка, кПа		
	Расч.	Факт.	Соотношение	Расч.	Факт.	Соотношение	3-я форма	2-ая форма	Факт.
150x65x0,8	19,73	15,0	1,32	-	-	-	1,41	2,84	2,57
150x65x1,2	16,74	13,8	1,22	-	-	-	4,69	6,56	6,12
150x100x0,8	11,50	9,0	1,28	-	-	-	2,24	3,31	3,33
150x150x1,2	8,17	8,2	1,00	-	-	-	12,04	8,40	13,29
200x50x0,8	25,07	15,9	1,58	27,60	18,80	1,47	0,59	2,10	1,83
200x150x0,8	9,57	11,3	0,85	16,16	25,20	0,64	1,73	2,90	4,56
200x150x1,5	8,74	5,5	1,60	12,07	9,10	1,33	11,97	9,63	12,14
300x80x1,2	32,30	8,9	3,63	41,66	16,40	2,54	1,32	3,67	3,92
300x150x1,2	13,43	2,3	5,84	23,21	14,80	1,57	2,39	4,21	4,64
400x65x0,8	86,90	5,2	16,71	120,4	23,80	5,06	0,17	1,15	1,57
400x200x0,8	18,70	0,25	74,78	41,32	19,40	2,13	0,38	1,17	1,35
500x65x1,0	95,69	5	19,14	136,1	25,70	5,30	0,21	1,44	1,61

Кроме того, был проведен ряд испытаний для двухметровых профилей, а также испытание профиля 100x100x0,8, длиной 1 м. Полученные значения БРН для двухметровых профилей были, как правило, выше, чем по расчету, причем разница значений заметнее для широких профилей. Значение БРН для метрового профиля также превышает расчетное.

Полученные значения перемещений для широких лотков ниже, чем расчетные значения, что соответствует данным предыдущих испытаний. Однако для узких лотков (до 200 мм включительно) расчетные значения перемещений занижены, в отличие от 3-х метровых профилей, где расчетные значения перемещений для узких профилей были близки к фактическим.

Таблица 5 – Расчётные и экспериментальные данные для метровых и двухметровых лотков

Геометрические характеристики профиля, мм	Поперечный прогиб, мм		Продольный прогиб, мм		1,7 БРН, кН/м		Значение БРН, кН/м	
	Расч.	Факт.	Расч.	Факт.	Расч.	Факт.	Расч.	Факт.
100x100x0,8x1000	-	-	0,52	1,65	1,92	3,77	1,132	2,22
100x100x0,8x2000	-	-	3,28	4,4	1,68	1,68	0,988	0,988
100x100x0,6x2000	-	-	2,61	5,0	0,94	0,94	0,56	0,56
150x100x0,6x2000	-	-	2,41	3,8	0,66	0,87	0,388	0,5
200x80x1,5x2000	3,41	5,7	4,77	3,5	3,19	3,39	1,879	2,03
300x100x1,5x2000	17,12	14,6	4,8	3,7	2,15	5,08	1,263	3,07
400x200x1,5x2000	22,96	20,05	3,88	0,25	1,82	3,87	1,071	2,05
500x200x0,8x2000	90,13	24,3	6,59	0	0,179	1,12	0,090	0,66
600x100x0,6x2000	222,43	26,9	18,07	0	0,179	0,66	0,090	0,38

Таким образом, модель, разработанная в ANSYS, с учетом устойчивости также не показывает хорошей сходимости расчетных значений с экспериментальными.

Влияние на прогиб изгибаемых тонкостенных элементов может оказывать изменение эффективного сечения по длине элемента, вызванное местной потерей устойчивости [15] и изменчивость механических свойств стали по сечению гнутых профилей [16]. Учет данных факторов необходимо произвести при дальнейшем совершенствовании расчетной модели.

Анализ экспериментальных данных

С целью выявления закономерностей изменения БРН, авторами были проанализированы результаты испытаний. В ходе анализа были получены следующие зависимости:

1. При одинаковом сечении профиля, БРН изменяется по логарифмической зависимости от длины (рис. 10); при этом зависимость имеет вид (4):

$$\text{БРН}_x = a - b \cdot \ln x, \quad (3)$$

где a – значение БРН при длине профиля 1 м, кН/м;

x – длина профиля, м;

b – коэффициент, определяемый по формуле (4):

$$b = \frac{\text{БРН}_1 - \text{БРН}_3}{1,1} \quad (4)$$

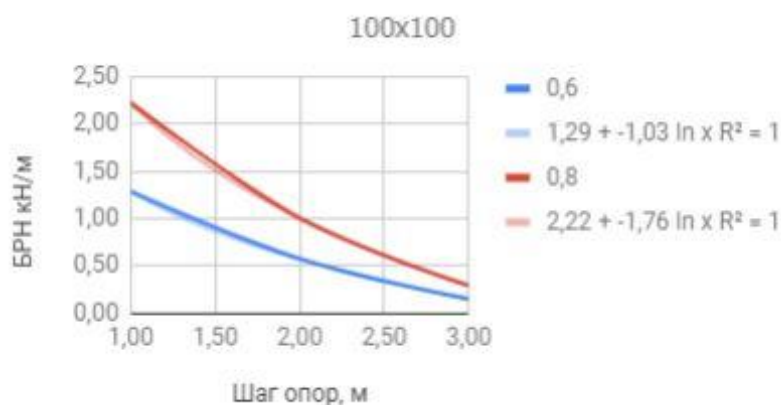


Рисунок 10 – График зависимости БРН от длины профиля

2. При одинаковых длине, ширине и высоте профиля, БРН изменяется почти линейно в зависимости от толщины металла (рис. 11).

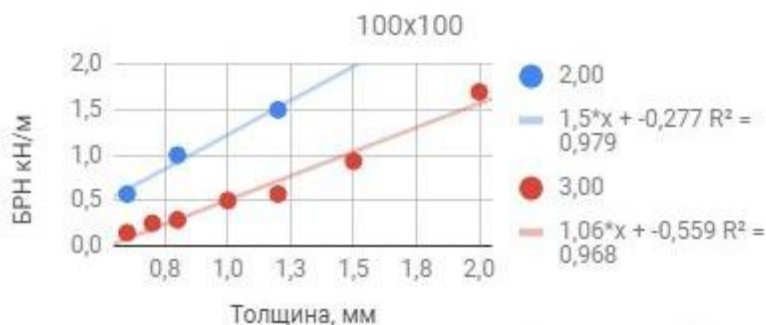


Рисунок 11 – График зависимости БРН от толщины металла

Использование данных зависимостей позволит снизить трудоемкость определения БРН для кабеленесущих систем. Например, исследуемые профили выполняются из листов 7 разных толщин длиной 1, 2 и 3 м. Использование полученных закономерностей позволит снизить число испытываемых профилей с 21 до 4. Таким образом, трудоемкость работ сократится более чем в 5 раз.

Выборочные испытания метровых профилей, выполненные для сравнения расчетных и экспериментальных данных, говорят о высокой сходимости результатов.

Таблица 6 – Расчетные и экспериментальные значения для метровых лотков

Геометрические характеристики сечения	Расчетное значение БРН, кН/м	Фактическое значение БРН, кН/м
100x100x0,6	1,3	1,28
100x100x0,8	2,22	2,22
100x150x0,8	2,53	2,50

Выводы

1. В ходе работы была выполнена расчетная модель тонкостенного изгибаемого профиля в двух различных расчетных комплексах, проведены экспериментальные исследования работы конструкций.

2. В ходе сопоставления расчетных и экспериментальных данных было установлено, что полученная модель имеет низкую сходимость с реальной работой конструкции. Следовательно, можно сделать вывод о необходимости дальнейшего совершенствования расчетных моделей, предложенных различными авторами, с учетом геометрической и физической нелинейности.

3. По результатам испытаний были выявлены зависимости изменения БРН от длины профиля и толщины листа. Данные зависимости позволяют снизить трудоемкость работ по определению БРН за счет выборочных испытаний отдельных профилей из группы однотипных элементов и определения значения БРН для остальных типоразмеров аналитическим путем.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ватин Н.И., Попова Е.Н. Термопрофиль в легких стальных строительных конструкциях. СПб.: Изд-во СПбГПУ, 2006. 63 с
2. Аброськина Ю.Н. Экономико-технологические перспективы и проблемы использования строительных металлоконструкций. // Вестник образовательного консорциума Среднерусский университет. Серия: Экономика и управление. 2018. №11. С. 5 – 10
3. Советников Д. О., Виденков Н. В., Трубина Д. А. Легкие стальные тонкостенные конструкции в многоэтажном строительстве // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2015. № 3 (30). С. 152-165
4. Айрумьян Э.Л., Каменщиков Н.И., Липленко М.А. Перспективы ЛСТК в России // Стройпрофи. 2013. № 10. С. 12-17.
5. Синельников А. С. Прочность просечно-растяжного профиля при сжатии Диссертация кандидата технических наук. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, СПб, 2015.
6. Синельников А.С., Орлова А.В. Прочность просечно-растяжного профиля: испытания и математическое моделирование // Вестник МГСУ. 2013. № 12. С. 41-54
7. Данилов А.И., Туснина О.А. Экспериментально-теоретические исследования напряженно-деформированного состояния прогона покрытия из сэндвич-панелей // Вестник МГСУ. 2014. № 11. С. 26—36.

8. Туснина О.А. Особенности работы тонкостенного холодногнутого прогона С-образного сечения // Вестник МГСУ. 2014. № 10. С. 64—74.
9. Гарифуллин М. Р., Ватин Н.И. Устойчивость тонкостенного холодногнутого профиля при изгибе — краткий обзор публикаций // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2014. №6 (21). С. 32-57
10. Шатов Д.С. Конечноэлементное моделирование перфорированных стоек открытого сечения из холодногнутых профилей // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 3(21). С. 32—35.
11. Лалин В. В., Рыбаков В. А., Морозов С. А. Исследование конечных элементов для расчета тонкостенных стержневых систем // Инженерно-строительный журнал. 2012. № 1(27). С. 53—73.
12. Лалин В. В., Рыбаков В. А. Конечные элементы для расчета ограждающих конструкций из тонкостенных профилей // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 8(26). С. 69—80.
13. ГОСТ Р 52868—2007. Системы кабельных лотков и системы кабельных лестниц для прокладки кабелей. Общие технические требования и методы испытаний. — Москва: Стандартинформ, 2009. — 60 с.
14. Свод правил: СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция. — Москва: [б.и.], 2017. — 140 с.
15. Кикоть А. А., Мурзин Е. В. Определение прогибов изгибаемых элементов из стальных тонкостенных холодногнутых профилей // Известия вузов. Строительство. 2011. №2. С. 99 – 108.
16. Шемшурова Н. Г. К вопросу об оценке механических свойств холодногнутых профилей проката // Качество в обработке металлов. 2014. №2. С. 81-87

ОБСЛЕДОВАНИЕ ОПОРНОЙ ЗОНЫ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК НА ПРЕДМЕТ СИЛЬНОГО СМЯТИЯ И СРЕЗА ВОЛОКОН

Руденко Алексей Евгеньевич¹, к.э.н., начальник 12 НИО

e-mail: rudenko.ru.76@mail.ru

Демьянов Алексей Анатольевич², к.т.н., доцент

e-mail: Alexey-VITY@yandex.ru

Бьядовский Дмитрий Александрович³, ст. научн. сотр.

e-mail: dimon-bda@yandex.ru

Попов Илья Витальевич⁴, ст. оператор 10 НР

e-mail: ilyavitpopov@yandex.ru

¹⁻⁴ Научно-исследовательский институт (военно-системных исследований МТО
ВС РФ) Военной академии материально-технического обеспечения
имени генерала армии А.В. Хрулева, г. Санкт-Петербург

АННОТАЦИЯ

В работе произведен анализ причин сильных деформаций опорной части деревянных балок, обнаруженных при обследовании зданий и сооружений МО РФ.

Сильное смятие и последующий срез нижних волокон древесины опорой характерны для цельных балок, а также балок из клееной древесины. Для решения этого вопроса было изучено влияние изогнутой оси балки на НДС в опорах.

Проведены испытания с целью определения характера деформирования образца (уменьшенной модели балки). Предполагаемый и фактический характер смятия – срез крайних волокон древесины и отрыв нижнего конца балки от опоры. Определены предел прочности при смятии $R_{см90}$, коэффициент постели $S_{см90}$. Получено условие, при соблюдении которого гарантируется безопасная эксплуатация балки без смятия и среза нижних волокон опорной части балки.

Ключевые слова: обследование; деревянные конструкции; несущая способность; предел прочности; смятие.

EXAMINATION OF SUPPORT OF WOODEN BEAMS TO THE SUBJECT OF STRONG JOINING AND CUTTING FIBERS

Rudenko Alexey Evgenievich¹, Candidate of Economic Sciences,

Head 12 NIO

e-mail: rudenko.ru.76@mail.ru

Demyanov Alexey Anatolievich², Ph.D., Associate Professor

e-mail: Alexey-VITY@yandex.ru

Byaidovskiy Dmitry Alexandrovich³, Senior Researcher

e-mail: dimon-bda@yandex.ru

Popov Ilya Vitalyevich⁴, Senior operator 10 HP

e-mail: ilyavitpopov@yandex.ru

¹⁻⁴ Research Institute (Military-System Studies of the Ministry of Defense of the Armed Forces of the Russian Federation) The Military Academy of Material and Technical Support named after the army of A.V. Khrulev, Saint-Petersburg

ABSTRACT

The analysis of the causes of strong deformations of the support part of wooden beams, found during the inspection of buildings and structures of the Ministry of Defense of the Russian Federation, is analyzed.

A strong crushing and subsequent cutting of the lower fibers of the timber is typical of solid beams, as well as beams of glued wood. To solve this problem, the influence of the curved axis of the beam on the stressed deformed state in the supports was studied.

Tests were carried out to determine the nature of the deformation of the sample (reduced beam model). The supposed and actual character of crushing is the cut of the extreme fibers of the wood and the separation of the lower end of the beam from the support. The tensile strength was determined. The condition is obtained, under which the safe operation of the beam is guaranteed without crushing and shearing of the lower fibers of the support part of the beam.

Keywords: inspection; wooden structures; load-bearing capacity; ultimate strength; crushing.

Введение

Деревянные балки часто применяются для конструкций покрытия, т.к. в данном случае используются сильные стороны древесины: малый удельный

вес, высокая прочность, в некоторых случаях, стойкость к воздействию агрессивных сред, соли (склады химикатов), высокая влажность (бассейны) и т. д.

Деревянное строительство в последнее время стало более разнообразно. Кроме типовых решений, которые уже хорошо изучены и проверены во время эксплуатации, появляются новые архитектурные и дизайнерские решения. В данных проектах очень часто деревянные конструкции используются как несущие, кроме того, можно увидеть довольно сильно нагруженные балки с большими пролетами. Смятие сильно загруженных балок в приопорной зоне изучено недостаточно.

При обследовании существующих балок находятся критические деформации, превышающие допустимые, такие как смятие и последующий срез нижних крайних волокон древесины опорой. Срез древесины ведет к нарушению волокон древесины, к уменьшению поперечного сечения балки в этой зоне, что ведет к снижению несущей способности балки, которые невозможно спрогнозировать при расчете по [1]. Данная проблема замечена при опирании балки на жесткое основание (железобетон, кладка), а также на древесину вдоль волокон (деревянная колонна) (рис.1). Для решения этого вопроса и предложения рекомендаций для проектирования необходимо изучить влияние изогнутой оси балки на НДС в опорах.



Рисунок 1 – Фотография обследования опорного узла деревянной балки

Работа опорной части балки на смятие представлена на рис. 2.

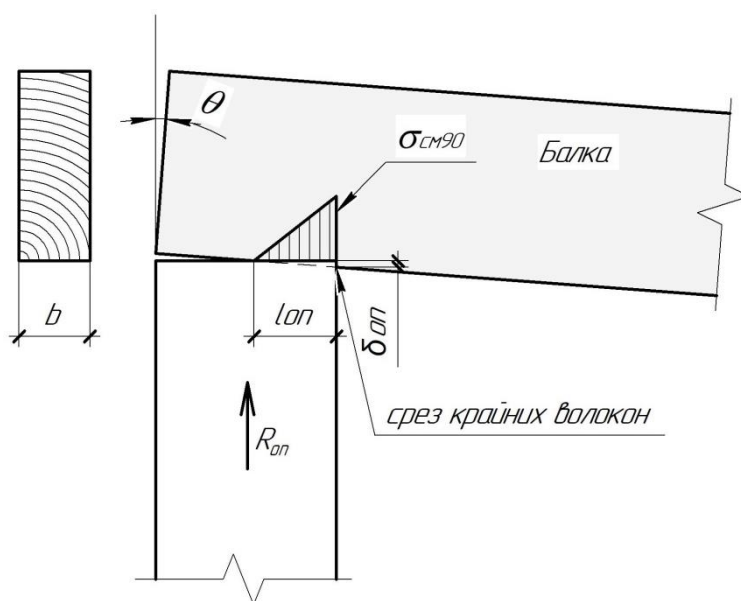


Рисунок 2 – Работа опорной части балки на смятие

Принятые обозначения:

$l_{оп}$ – длина опорного участка балки, где непосредственно передаются опорные усилия, мм;

θ – угол поворота поперечного сечения балки, рад;

$\delta_{оп}$ – деформация (величина среза) нижних крайних волокон, мм;

$\sigma_{смят}$ – напряжение на краю опоры, МПа;

$C_{смят}$ – коэффициент постели при смятии поперек волокон, Н/м³;

$R_{оп}$ – опорная реакция на опоре, кН;

$R_{смят}$ – расчетное сопротивление при смятии поперек волокон, МПа.

Цель исследования: Определить область ограничений использования опор балок в виде лобового поперечного упора на жесткое основание (железобетон, кладка).

Выполненные задачи

1. Проведены испытания на смятие и срез опорной части балки.

Схема испытания на смятие и срез представлена на рис. 3,4. Методика определения условного предела прочности в соответствии с [2]. Используемая установка: ИП-100. Количество образцов – 30 шт.

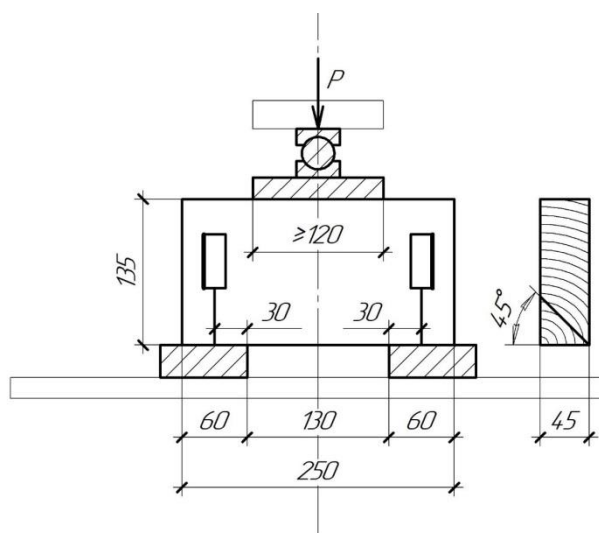


Рисунок 3 – Схема испытания (вид сбоку)

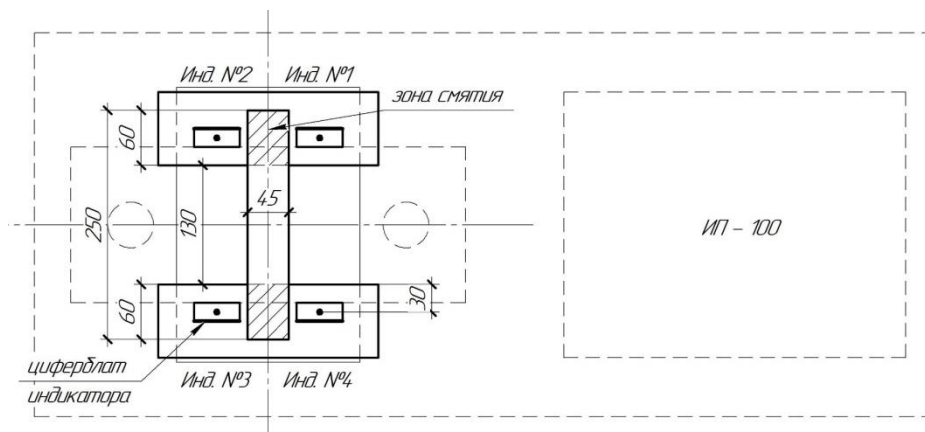


Рисунок 4 – Схема испытания (вид сверху)

2. Получены значения предела прочности при смятии $R_{см90}$, коэффициента постели $C_{см90}$ для балок, с направлением волокон в поперечном сечении 45^0 (самое невыгодное).

Фактические значения предела прочности и коэффициента постели с учетом влажности древесины и статической обработки результатов: $\sigma_{см90} = 2,85$ МПа, $C_{см90} = 6,546$ Н/мм³.

3. Выявлены аналитическим способом зависимости значения напряжения на опоре от вида приложения нагрузки (равномерно распределенная, одиночная сила посередине), жесткости, пролета.

Формула для определения напряжения древесины на краю опоры при равномерно распределенной нагрузке:

$$\sigma_{см90} = q \times l^2 \sqrt{\frac{C_{см90}}{24 \times E \times I \times b}} \leq R_{см90}, \text{МПа} \quad (1)$$

где: q – равномерно распределенная нагрузка, Н/м;

l – пролет балки, м;

E – модуль упругости древесины [1], МПа;

I – момент инерции сечения, м⁴;

b – ширина сечения балки, м.

Формула для определения напряжения древесины на краю опоры при сосредоточенной силе посередине:

$$\sigma_{см90} = \frac{P \times l}{4} \sqrt{\frac{C_{см90}}{E \times I \times b}} \leq R_{см90}, \text{МПа} \quad (2)$$

где P – сосредоточенная сила, Н.

Условие прочности для опорной части балки при равномерно распределенной нагрузке:

$$\frac{q \times l^2}{\sqrt{E \times I \times b}} \leq 5,46. \quad (3)$$

Условие прочности для опорной части балки при сосредоточенной силе посередине:

$$\frac{P \times l}{\sqrt{E \times I \times b}} \leq 4,46. \quad (4)$$

Результаты проверок балок по условиям прочности, сформулированных в работе, являются дополнительным основанием для решений о применении в конструкции балки клеенных стержней либо других металлических изделий для устранения работы древесины на смятие в опорной зоне.

Вывод

Получено условие, при соблюдении которого гарантируется безопасная эксплуатация балки без смятия и среза нижних волокон опорной части балки.

Расчеты серий балок с разными характеристиками EI , пролета, нагрузки показывают, что у балок, сечение которых минимально возможное и имеет напряжение чуть меньше, чем максимальное расчетное по СП (исходя из расчета по прочности по нормальным напряжениям) – данное условие не выполняется при любых исходных данных.

Опорные части балок, где условие не выполняется:

- Опирайте балки на опоры с конечной жёсткостью – мауэрлат и т. д.
- Необходимо конструировать с применением клеенных стержней в опорной зоне либо использовать специальные металлические закладные детали на опорах.

- Увеличить поперечное сечение балки, преимущественно h . Уменьшить грузовую площадь, соответственно величину q или P .

Стоит отметить, что увеличение поперечного сечения – самая невыгодная мера, которая ведет к большому перерасходу материала, поэтому:

- балки, не удовлетворяющие условию, необходимо опирать на мауэрлат и избегать опирания на бетон или кладку.

- опорные зоны балок необходимо выполнять с применением узловых деталей, обеспечивающих поворот опорных сечений при изгибе при сохранении равномерных напряжений смятия в древесине.

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80*. М., 2017.
2. ГОСТ 16483.11-72. Метод определения условного предела прочности при сжатии поперек волокон. М., 1972.

ОСОБЕННОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ИЗМЕРИТЕЛЬНЫХ КОМПЛЕКСОВ РАЗЛИЧНЫХ ТИПОВ ДЛЯ ПОЛУЧЕНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Савин Сергей Николаевич, д. т. н., профессор

e-mail: savinsn@gmail.com

ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет», г. Санкт-Петербург.

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрены вопросы анализа зависимости динамических параметров зданий и сооружений от реальных дефектов и повреждений. Приведены данные численного эксперимента, подтверждающего сильное влияние жесткостных аномалий на частоту и форму колебаний. Отмечено наиболее сильное влияние изменения поэтажной жесткости и «вертикальной» жесткости. При этом снижение поэтажной жесткости на нижних этажах сказывается на уменьшении частоты собственных колебаний здания значительно больше, чем на верхних этажах.

Ключевые слова: динамические параметры; жесткость конструкции; интегральная жесткость; форма колебаний; измерительный комплекс.

FEATURES OF USE OF THE MEASURING SYSTEMS OF VARIOUS TYPES TO OBTAIN THE DYNAMIC PARAMETERS OF BUILDINGS AND STRUCTURES

Savin Sergey Nikolaevich, Dr. of Tech. Sci., Professor

e-mail: savinsn@gmail.com

Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering,
St. Petersburg

ABSTRACT

The article deals with the analysis of the dependence of the dynamic parameters of buildings and structures on real defects and damages. The data of the numerical experiment confirming the strong influence of stiffness anomalies on the frequency and shape of oscillations are presented. The strongest influence of changes in floor stiffness and «vertical» stiffness is noted. At the same time, the decrease in floor

stiffness on the lower floors affects the reduction in the frequency of the building's own vibrations much more than on the upper floors.

Keywords: dynamic parameters; structural rigidity; integral rigidity; vibration shape; measurement system.

Использование динамических параметров как для мониторинга технического состояния зданий и сооружений, так и для заполнения паспортной карты в соответствии с [1] привело к использованию упрощенных схем и приборов для их получения.

Такие известные приборы, как ВИБРАН-3; ВИСТ – 2.4; ВАСТ СД-21 (СД-23) и другие (рис. 1) начинают широко применяться для исследований, однако не всегда оправдывают надежды специалистов. В одних случаях фиксируются явно заниженные значения частот собственных колебаний, которые свидетельствуют о снижении общей жесткости, но не выявляются другими методами. В других, наоборот, при кажущихся явными аномалиях ожидаемого снижения жесткости не наблюдается.



Рисунок 1 - Портативные приборы для исследования динамических параметров

Все это создает определенное недоверие в кругу обследователей и требует разъяснений.

Очевидно, что доказательным материалом для разъяснения могут стать результаты экспериментальных исследований, которые бы методично и последовательно обосновали достоверность и эффективность методов диагностики, основанной на анализе динамических параметров зданий и сооружений.

На первом этапе обратимся к результатам теоретических исследований. Постановка математического эксперимента проводилась в строгом соответ-

ствии с методикой оценки фактических динамических характеристик зданий и сооружений [2].

В качестве модели здания была выбрана многоэлементная плоская рама, предложенная Гаскиным В. В. и Сеницыным А. П. [3; 4]. Она позволяет учитывать следующие физические конструктивные факторы:

- переменную жесткость междуэтажных перекрытий (жесткость вдоль этажа и на каждом этаже);
- деформацию кручения вертикальных элементов и их переменный шаг по длине здания;
- неравномерность инерционных параметров по длине и высоте здания;
- разные высоты этажей.

Кроме того, были приняты следующие основные допущения:

- элементы перекрестного набора работают в упругой стадии;
- горизонтальные элементы рассматриваются как составные сдвиго-изгибные балки;
- грунт является упругоподатливой средой.

Таким образом, выбранная расчетная схема в виде перекрестного набора продольных и поперечных вертикальных несущих элементов, объединенных в единую систему жесткими и прочными дисками перекрытий, органично связана с конструкцией здания, является проекцией поперечных вертикальных и горизонтальных элементов на вертикальную плоскость, параллельную длинной стороне здания. В узлах перекрестного набора сосредоточены массы и моменты инерции. Расчетная модель здания представлена на рис. 2.

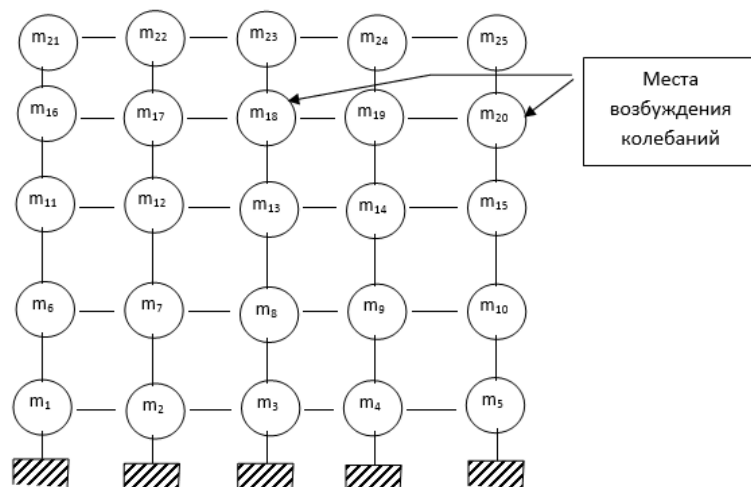


Рисунок 2 – Расчетная модель здания

Условное импульсное воздействие задавалось в уровне верхних этажей в центре модели здания и с краю. Смещения регистрировались в узлах рамы. Повреждения моделировались ослаблением жесткостей элементов модели.

Определение динамических параметров математической модели здания осуществлялось путем проведения численного эксперимента. Подготовка и проведение численного эксперимента включала следующие основные этапы:

- выбор и обоснование варьируемых в процессе численного эксперимента параметров модели и диапазона их изменения;
- выбор характера и оптимальных мест приложения внешней (условной) нагрузки к модели;
- условные нагружения математической модели внешней нагрузкой и регистрация откликов характерных точек модели на эти нагружения;
- обработка откликов характерных точек модели и получение требуемых динамических характеристик математической модели здания.

Численный эксперимент был призван выявить влияние жесткостных параметров элементов модели на ее динамические свойства. За каждым элементом модели стоит вполне конкретный элемент конструкции реального здания. Степень несоответствия жесткостных свойств этих элементов конструкции проектным моделируется соответствующим изменением жесткостей элементов модели.

В процессе численного эксперимента моделировались следующие ситуации:

- снижение жесткости одновременно всех вертикальных элементов модели этажа (первого, затем второго, третьего и четвертого) – поэтажных жесткостей;
- снижение жесткости вертикальных элементов крайнего стояка;
- снижение жесткости вертикальных элементов модели второго от края стояка.

Для каждого из указанных вариантов снижение жесткости элементов модели осуществлялось в 10, 6, 3, 1,5 и 0,5 раз (последний вариант соответствует увеличению жесткости элементов модели в 2 раза). Был также выполнен расчет для случая одинаковой жесткости всех элементов модели (ослабление равно 1). Место приложения условной нагрузки определялось необходимостью получения различных видов и форм колебаний моделируемой механической системы. Поэтому возбуждение модели осуществлялось в точках 18 и 20, см. рис. 2. В

первом случае мы имели симметричное возбуждение, а во втором – несимметричное (это позволяло моделировать крутильные колебания). Такой выбор мест возбуждения соответствует реальным ситуациям при проведении испытаний зданий, когда имеется возможность создания симметричного возбуждения колебаний, либо когда такой возможности нет.

Исходными данными для определения динамических характеристик модели здания являлись перемещения характерных точек модели, вызванные импульсной нагрузкой, рассчитанные с интервалом между отсчетами 4 мс. Этот интервал определялся диапазоном частот, в котором располагались интересные виды и формы колебаний модели. В условиях проведенного численного эксперимента верхняя частота этого диапазона не превышала 20 Гц.

Обработка полученных данных проводилась с целью определения динамических параметров модели здания. Определялись частоты и декременты колебаний первой и второй изгибных по высоте здания форм, а также крутильных и изгибных по фронту здания форм. Для них же строились эпюры колебаний.

Численный эксперимент позволил оценить влияние изменения жесткостных характеристик модели на ее динамические параметры. Точность полученных числовых величин в значительной степени зависит от корректности принятых допущений и значений параметров, входящих в математическую модель. В большинстве случаев полученные результаты свидетельствуют о сильном влиянии изменения поэтажной жесткости и «вертикальной» жесткости на динамические параметры модели.

Так, снижение поэтажной жесткости приводит к существенному снижению частоты первого тона колебаний. Однако практически невозможно лишь по значению частоты первого тона определить факт наличия или отсутствия аномалий поэтажных жесткостей, поскольку на частоту первого тона колебаний оказывают влияние многие другие факторы (в основном начальные и граничные условия), достаточно корректно учесть которые для случая разных объектов весьма сложно.

Второй достаточно четко выраженной частотой в спектре откликов модели на импульсное воздействие является частота изгибного по фронту модели колебания. Его амплитуда в зависимости от положения участка ослабленной жесткости меньше амплитуды первого тона в 4–10 раз. По мере уменьшения поэтажных жесткостей частота изгибных по фронту модели колебаний моно-

тонно уменьшается. При этом снижение поэтажной жесткости на нижних этажах сказывается на уменьшении частоты больше, чем на верхних этажах.

При обработке материалов численного эксперимента определялся также декремент колебаний по каждому виду и форме колебаний. Известно, что декремент, характеризующий потери энергии при колебаниях, зависит от дефектности конструкций. Многочисленными исследованиями установлено, что при изменении состояния здания от начального (ненарушенного) до предельного, у которого отсутствует ресурс несущей способности, декремент колебаний возрастает, изменяясь в широких пределах (по некоторым данным в 10–15 раз). По результатам выполненного численного эксперимента этот параметр изменялся в целом в небольших пределах (2–4 раза). В некоторых случаях тенденция увеличения декремента практически не просматривалась. Это свидетельствует о том, что удовлетворительного соответствия моделирования реальному физическому процессу по этому параметру не получилось. По-видимому, использование микроколебаний не позволяет корректно определять декремент колебания.

На втором этапе были проанализированы результаты определения динамических параметров для однотипных кирпичных зданий, расположенных по адресу: Московская область, пгт. Монино, ул. генерала Дементьева, д.1,3,5,7,9,11,13,15,17.

Все здания были построены в период с 1976 по 1986 год и находились в ограниченно работоспособном состоянии. Основным дефектом, выявленным при обследовании – повреждение кирпичной кладки наружных стен в виде отслоения облицовочного камня.

Результаты определения динамических параметров представлены в табл. 1.

Во всех случаях было выявлено снижение собственной частоты колебаний по сравнению с нормативной, установленной, например, в [5].

Очевидно, что использование при проведении данных исследований сложных измерительных комплексов, аналогичных комплексам «Стрела» и «Струна» позволили проанализировать не только частоту, но и формы колебаний (см. рис. 3 и 4).

Таблица 1– Динамические параметры обследуемых зданий

№ здания	Год постройки (введения в эксплуатацию)	Собственная частота колебаний						Примечания
		Продольные, Гц	Увеличение частоты, %	Поперечные, Гц	Увеличение частоты, %	Крутильные, Гц	Увеличение частоты, %	
9	1976 1977	1,61		1,69		2,11		Аварийное
7	- 1977	1,79	11	1,78	5	2,17	3	
5	- 1979	1,88	17	1,84	9	2,26	7	
3	- 1980	1,81	12	1,88	11	2,26	7	
1	- 1981	1,80	11,5	1,78	5	2,26	7	
11	1982 1983	1,84	14	1,8	6,5	2,32	9	
13	1984 1984	1,69	5	1,72	2	2,15	2	
17	- 1984	1,72	7	1,72	2	2,14	1,5	
15	1985 1986	1,66	3	1,71	1	2,14	1,5	

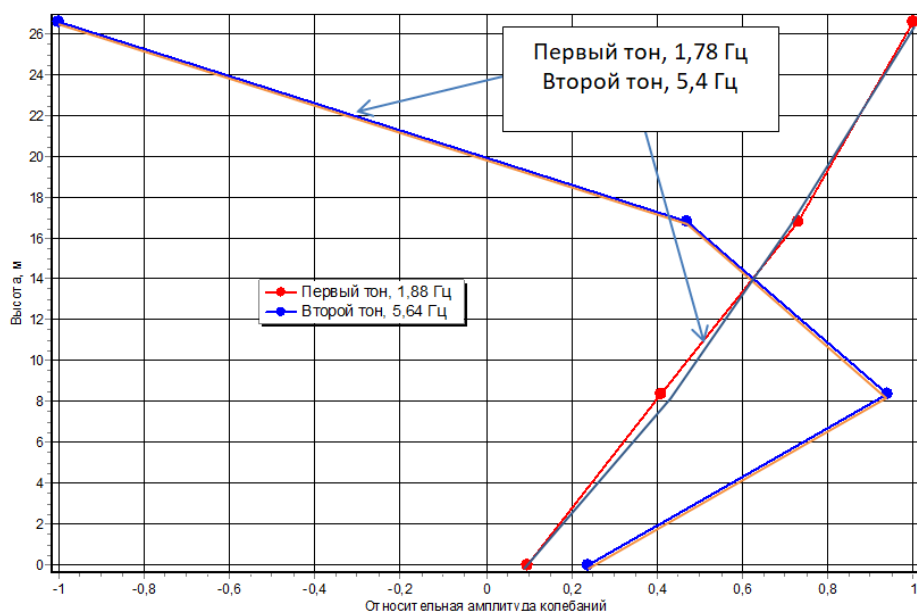


Рисунок 3 - Формы колебаний зданий. По вертикальной оси – высота здания в метрах, по горизонтальной оси – относительная амплитуда колебаний

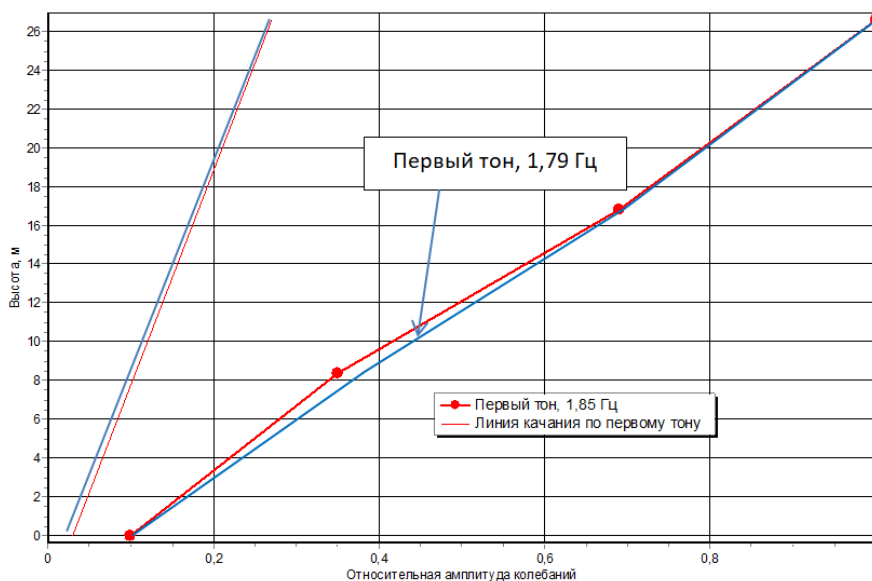


Рисунок 4 - Первая форма колебаний зданий. По вертикальной оси – высота здания в метрах, по горизонтальной оси – относительная амплитуда колебаний

На рис. 3 представлены первая и вторая формы колебаний двух зданий, наложенные друг на друга. Хорошо видно, что колебания зданий по второй форме практически совпадают, несмотря на разницу в частоте, а по первой – заметно различаются. При этом положение эпюры однозначно свидетельствует о повышенной жесткости здания (с более высокой частотой собственных колебаний) до высоты 13 м.

Аналогичные результаты можно получить, анализируя форму колебаний двух зданий, представленные на рис. 4. В этом случае жесткость одного из зданий (с более высокой частотой собственных колебаний) повышена до высоты 16 м. В дальнейшем, анализ результатов обследования отслоения облицовки, в целом, подтвердил снижение жесткости в этих уровнях.

Таким образом, приведенные выше примеры показывают, что динамические параметры крайне чувствительны к изменениям характеристик несущих конструкций зданий, но для «простых» методов измерений можно рекомендовать лишь мониторинг – сравнения этих параметров во времени.

Гораздо больше информации можно получить, используя формы колебаний, построение которых возможно лишь при горизонтальных и вертикальных измерительных створах. А это является прерогативой «сложных» измерительных комплексов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Сушев С. Л., Ларионов В. А., Галиуллин Р. Р., Нигметов Г. М., Савин С. Н., Самарин В. В. О практическом применении метода динамических испытаний для оценки категории технического состояния и сейсмостойкости зданий и сооружений при слабых и сильных импульсных воздействиях // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2014. № 3. С. 52.
2. Савин С. Н., Демишин С. В., Ситников И. В. Мониторинг уникальных объектов с использованием динамических параметров по ГОСТ Р 53778–2010 // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 7. С. 33–39.
3. Синицын А. П. Общая устойчивость многоэтажных зданий при сильных землетрясениях // Вопросы инженерной сейсмологии. Вып. 17. М.: Наука, 1975. С. 23–35.
4. Гаскин В. В. и др. Динамика и сейсмостойкость зданий и сооружений. Часть 1. Иркутск: Изд-во Иркутского университета, 1992. 301 с.
5. Савин С.Н. Экспресс-оценка технического состояния сооружений по значению их динамических параметров//Сборник «Современные проблемы создания и эксплуатации вооружения, военной специальной техники» (Сборник статей III-ей все-российской научно-практической конференции). СПб.: Изд-во ВКА, 2017. С. 422-426.

ПРИЧИНЫ ТРЕЩИН В МЕСТАХ СОПРЯЖЕНИЯ
РАЗНОНАГРУЖЕННЫХ КИРПИЧНЫХ СТЕН И СПОСОБЫ ИХ
УСТРАНЕНИЯ

Соловьев Рустам Арсланович, аспирант

e-mail: solorus@mail.ru

Брянский государственный университет имени академика И.Г. Петровского,
г. Брянск

АННОТАЦИЯ

В статье описываются причины возникновения одного из распространенных дефектов каменных конструкций – трещин в местах сопряжения разнонагруженных продольных и поперечных стен. Рассмотрены возможные варианты технических решений для их устранения и обоснован выбор одной из схем усиления на практике, исходя из целесообразности и экономичности.

Ключевые слова: обследование зданий; кирпичная кладка; дефекты; температурные напряжения; усиление строительных конструкций.

CAUSES OF CRACKS IN PLACES OF INTERFACE BRICK WALLS
WITH DIFFERENT LOADING AND HOW TO RESOLVE THEM

Solovyev Rustam Arslanovich, graduate student

e-mail: solorus@mail.ru

Bryansk State Academician I.G. Petrovski University, Bryansk

ABSTRACT

The article describes the causes of one of the common defects of stone structures – cracks in the places of conjugation of differently loaded longitudinal and transverse walls. Possible options of technical solutions for their elimination are considered and the choice of one of the schemes of strengthening in practice proceeding from expediency and efficiency is proved.

Keywords: inspection of buildings, brickwork, defects, thermal stress, strengthening of building structures.

Введение

Вертикальные и наклонные трещины в местах сопряжения разнонагруженных продольных и поперечных стен относятся к наиболее распространенным видам повреждений и дефектов конструкций из каменной кладки [1, 2].

Основной причиной данного дефекта является деформативность разнонагруженных стен вследствие разных напряжений в кладке и ползучести кладки при длительном действии нагрузки [1].

Имеется и мнение, что такие трещины могут быть вызваны развитием значительных температурных напряжений в местах сопряжения внутренних и наружных кирпичных стен [3]. В зимний период протяженные продольные стены, расширяясь, давят на торцевые самонесущие стены, которые под воздействием холодного воздуха стремятся уменьшить свою длину и сдерживаются по концам перевязкой с внешними продольными стенами. В результате этого воздействия торцевые стены выгибаются наружу, образуя растянутую зону с внешней стороны.

В отдельных случаях отмеченные негативные факторы усугубляются нарушениями требований нормативных документов и отступлением от проектов при выполнении строительно-монтажных работ.

Объект обследования

При обследовании строительных конструкций здания Пермского техникума профессиональных технологий и дизайна (рис. 1) было установлено, что в местах сопряжения внутренних продольных несущих и торцевых самонесущих стен имеются вертикальные трещины шириной раскрытия до 10 мм (рис. 2).



Рисунок 1 – Внешний вид здания



Рисунок 2 – Вертикальные трещины в местах сопряжения продольных несущих и торцевых самонесущих стен

В ходе визуального обследования дефектных участков стали очевидны нарушения в технологии производства работ при строительстве здания. В частности, было выявлено применение в кладке стен разнородных по прочности, жесткости, водопоглощению и долговечности материалов (силикатный кирпич наряду с керамическими кирпичами и камнями); использование в кладке кирпичного боя; отсутствие армирования кладки и отсутствие перевязки продольных и поперечных стен.

В то же время, соглашаясь с мнением А.И. Бедова и А.И. Габитова, следует сказать, что жесткая связь между стенами не решает проблему появления повреждений в подобных конструкциях, а лишь, вероятнее всего, вызовет изменение направления развития трещин. Если связь между стенами прочная, то появляются наклонные трещины, а если слабая (как в нашем случае), то наблюдается отслаивание наружных стен от внутренних [1].

По результатам проведенного обследования было принято решение об усилении дефектных участков стен.

Варианты усиления дефектных участков

Известно несколько способов усиления (восстановления) дефектных участков в местах сопряжения продольных и поперечных стен, каждый из которых имеет свои достоинства и недостатки [4, 5].

Типовым решением, многократно примененным при ремонтных работах, обеспечивающим пространственную жесткость и совместную работу конструкций, является крепление стен напряженными поясами из стальных тяжей диаметром 20-38 мм, которые опоясывают здание.

Однако установка стальных тяжей ухудшает внешний вид здания, а в нашем случае и осложнила бы дальнейшую эксплуатацию здания, т. к. тяжести необходимо было бы прокладывать вдоль внутренних продольных стен в уровне перекрытий.

Не была принята и схема крепления стен стальными связями (рис. 3).

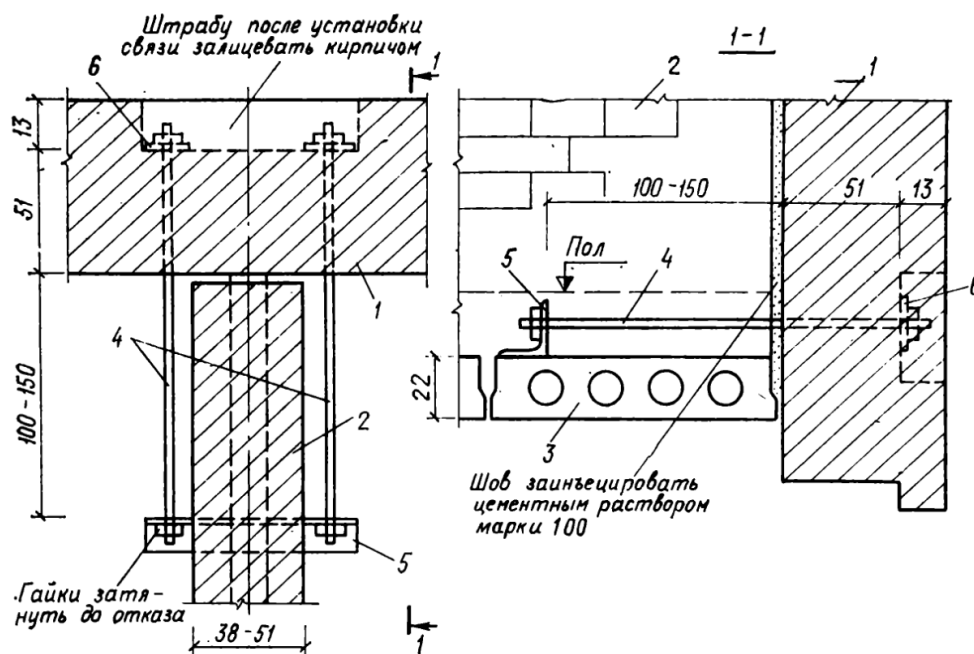


Рисунок 3 – Крепление стен стальными связями:

1 – торцевая стена, 2 – продольная стена, 3 – плита перекрытия, 4 – стальной тяз диаметром 20-24 мм, 5 – уголок 75x75 мм, 6 – шайба 75x75x8 мм

Применение данной схемы потребовало бы проведения демонтажных работ не только прилегающих участков стен, но и пола вблизи усиливаемых участков.

Для реализации была выбрана менее затратная схема, заключающаяся в скреплении стен стальными накладками и стяжными болтами (рис. 4).

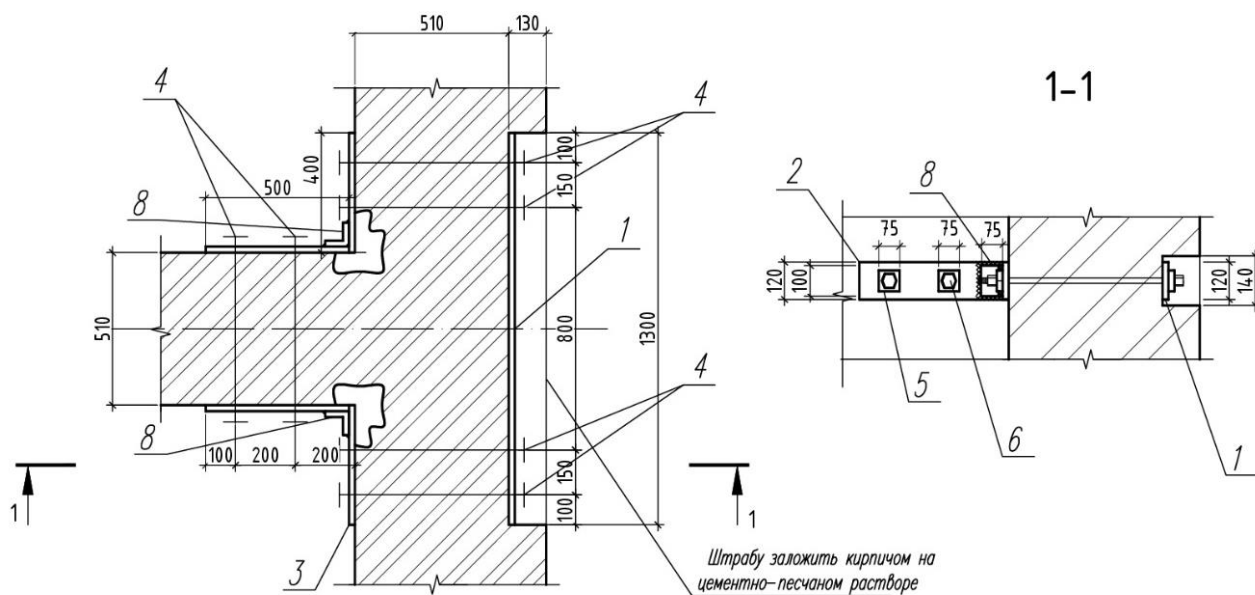


Рисунок 4 – Схема усиления стальными накладками и стяжными болтами
 1, 2, 3 – стальные накладки, 4 – стяжные болты, 5 – шайбы, 6 – гайки,
 8 – уголок 100x100 мм

В дополнение места примыкания стен были усилены внутренними анкерами (рис. 5).

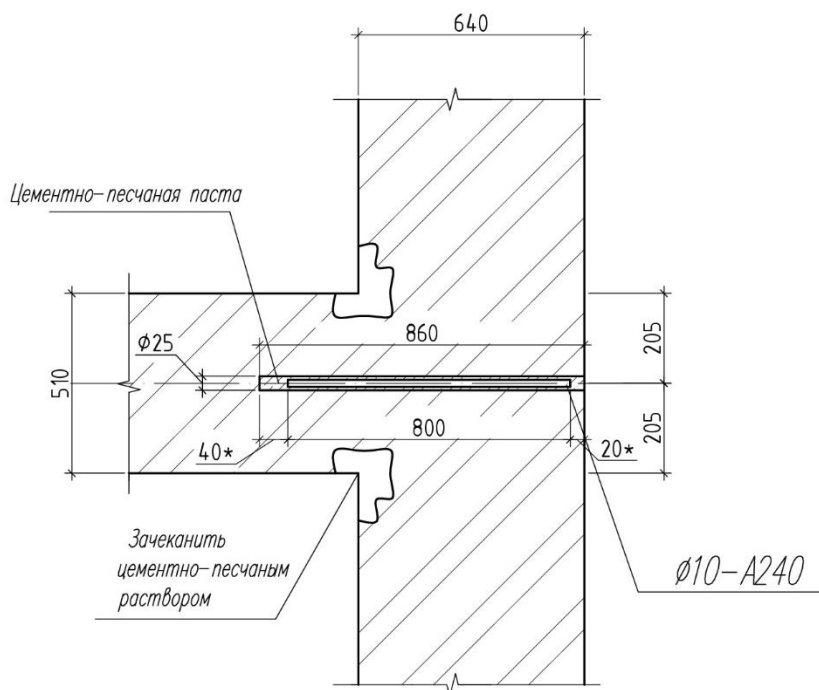


Рисунок 5 – Усиление мест примыкания стен внутренними анкерами

Выводы

Наклонные и вертикальные трещины в местах сопряжения разнонагруженных продольных и поперечных стен являются конструктивным недостатком прямоугольных в плане зданий с продольными несущими стенами. Такие повреждения обусловлены многократным отличием значений нормальных напряжений в несущих и самонесущих стенах, а также значительным отличием значений вертикальных деформаций стен. Особенно выражены подобные дефекты в местах сопряжения внутренних и наружных стен, эксплуатирующихся при различных температурах. В зимний период в торцевой стене в горизонтальном направлении возникают значительные растягивающие температурные напряжения.

Для устранения подобных повреждений существует несколько способов, отличающихся как по технико-экономическим показателям, так и по удобству выполнения.

На обследуемом объекте для усиления дефектных участков была выбрана наиболее удобная в выполнении и наименее затратная схема. Реализация проектных решений по усилению строительных конструкций обеспечит достаточную прочность, устойчивость здания и возможность его дальнейшей безопасной эксплуатации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бедов А.И., Габитов А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций. М.: АСВ, 2006. 566 с.
2. Физдель И.А. Дефекты в конструкциях и сооружениях и методы их устранения. М.: Стройиздат, 1978. 160 с.
3. Паушкин А.Г. К вопросу об образовании температурных трещин в кирпичных стенах // Вестник МГСУ. 2010. № 4. С. 173-176.
4. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Атлас схем и чертежей. Томск: Томский межотраслевой ЦНТИ, 1990. 316 с.
5. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений. М.: Стройиздат, 1984. 36 с.

ВЛИЯНИЕ ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНОГО РЕЖИМА НА ТЕХНИЧЕСКОЕ СОСТОЯНИЕ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Фарфель Михаил Иосифович¹, к.т.н., заведующий сектором
e-mail: Farfelmi@yandex.ru

Гукова Маргарита Ильинична², к.т.н., ведущий научный сотрудник
e-mail: Gukova.Rita @ yandex.ru

Коняшин Дмитрий Юрьевич³, научный сотрудник
e-mail: dkon10@yandex.ru

Кашин Олег Вячеславович⁴, научный сотрудник
e-mail: kashinoleg@gmail.com

¹⁻⁴ ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство»
(www.tsniisk.ru), г. Москва

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрены конструкции трёх объектов: балки покрытия БСА «Лужники», колонны и балки каркаса здания Международного учебно-делового центра «Зенит» и опорные узлы стоек копров (Березники) с выявленными повреждениями в болтовых соединениях. Показано, что в результате нахождения конструкций в течение длительного времени под прямым воздействием природно-климатических факторов и при ненадлежащей эксплуатации, болтовые соединения подвергаются коррозионному воздействию и приходят в ограниченно работоспособное состояние. Приведены конкретные меры для продления срока службы конструкций.

Ключевые слова: обследование; техническое состояние; несущие строительные конструкции; балки, колонны; покрытия; коррозионное разрушение.

THE INFLUENCE OF TEMPERATURE AND HUMIDITY CONDITIONS THE TECHNICAL CONDITION OF BOLTED CONNECTIONS

Farfel Mikhail Iosifovich¹, PhD, Chief manager of Sector
e-mail: Farfelmi@yandex.ru

Gukova Margarita Ilinichna², PhD, Leading Researcher
e-mail: Gukova.Rita @ yandex.ru

Konyashin Dmitry Jurievich³, Researcher
e-mail: dkon10@yandex.ru

Kashin Oleg Vyacheslavovich⁴, Researcher

e-mail: kashinoleg@gmail.com

JSC “NITS “Stroitelstvo” Central Scientific and Research Institute of Building Structures (TSNIISK) Named after V.A. Kucherenko (www.tsniisk.ru), Moscow

ABSTRACT

The article deals with the construction of three objects: beams of BSA «Luzhniky», columns and beams of the frame of the building of the international training and business center «Zenith» and support units of copra racks (Berezniki) with the identified damage in bolt joints. It is shown that as a result of finding structures for a long time under the direct influence of climatic factors and improper operation, bolted joints are exposed to corrosion and come in a limited working condition. Specific measures to extend the life of structures are given.

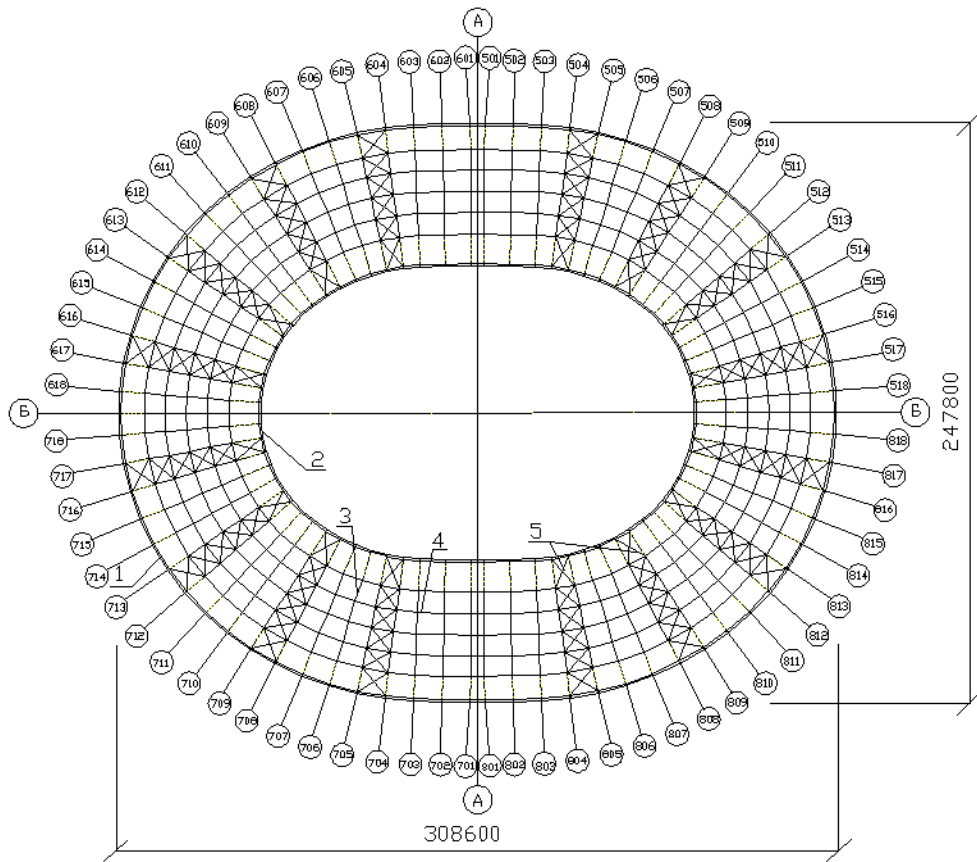
Key words: inspection; technical condition; bearing building structures; beams; columns; coatings; corrosion destruction.

БСА «Лужники». С 2014 по 2017 годы на Большой спортивной арене (БСА) «Лужники» проводились работы по реконструкции покрытия стадиона для возможности проведения на нём Чемпионата мира по футболу в 2018 г.

В течение этих лет ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, входящий в состав АО «НИЦ «Строительство», как один из авторов проекта покрытия стадиона [1], выполнял мониторинг [2] с целью слежения за напряженно-деформированным состоянием несущих конструкций уникального покрытия БСА. Система мониторинга большепролетного покрытия БСА «Лужники», имеющего наибольший в мире безопорный пролет – 310 м по большой оси и 250 м – по малой (рис. 1), позволяет заблаговременно выявлять и предупреждать, а затем, и устранять возможные внештатные ситуации в процессе эксплуатации и реконструкции.

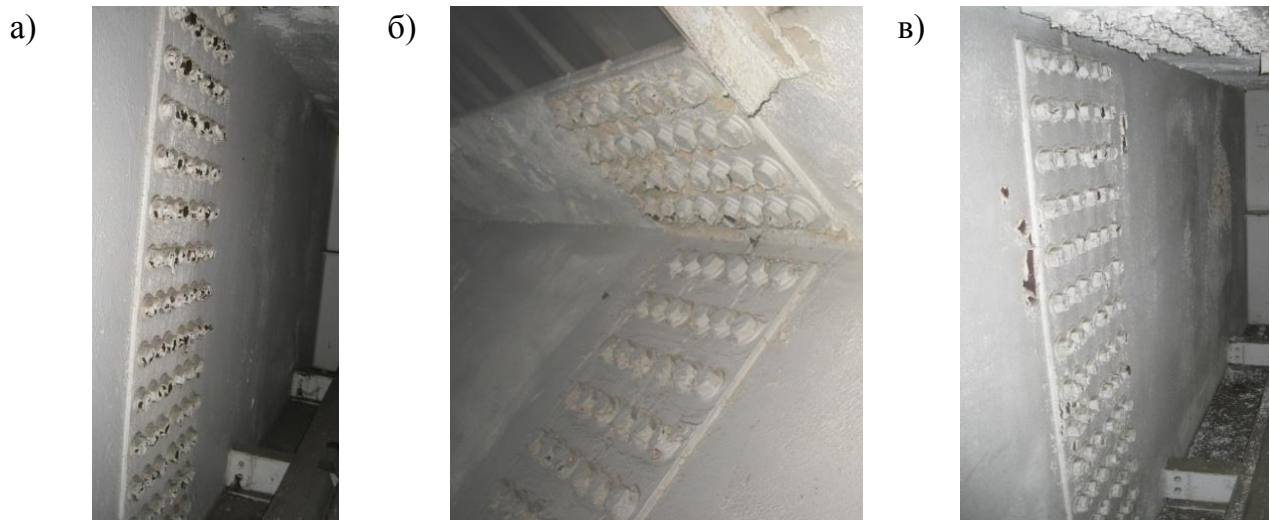
Система мониторинга покрытия была разработана при проектировании, установлена в период строительства и действует в настоящее время. Во время мониторинга определяется действительный характер напряженно-деформированного состояния покрытия на момент проведения измерений и проводится выборочный визуальный осмотр элементов и узлов конструкций покрытия.

Во время мониторинга в 2014 году исполнителями работы были зафиксированы места повреждения лакокрасочного слоя на болтах в стыке отсека изнутри балки наружного контура (рис. 2).



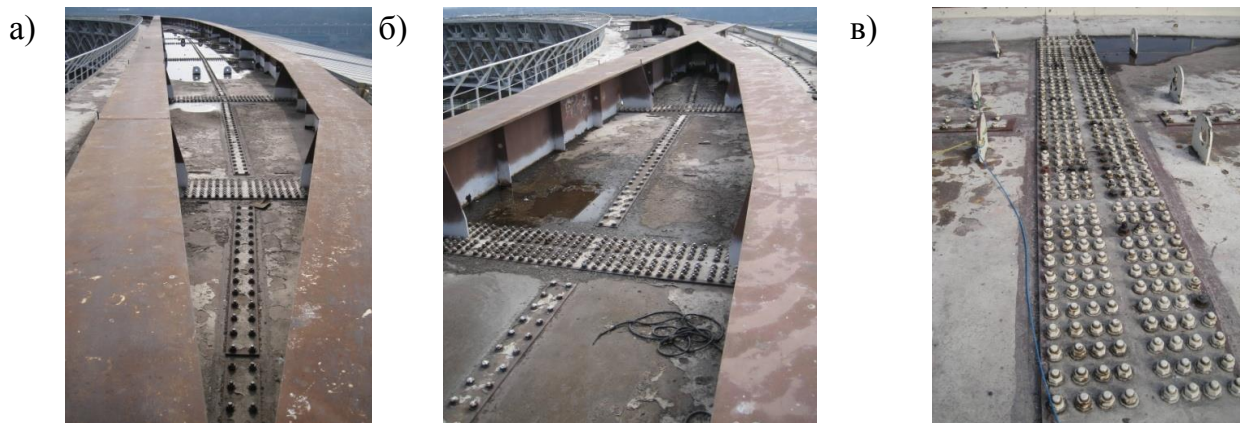
1-Наружный опорный контур, 2-Внутренний контур
3-Радиальные балки 4-Кольцевые фермы, 5-Горизонтальные связи,

Рисунок 1– Схема расположения элементов покрытия БСА

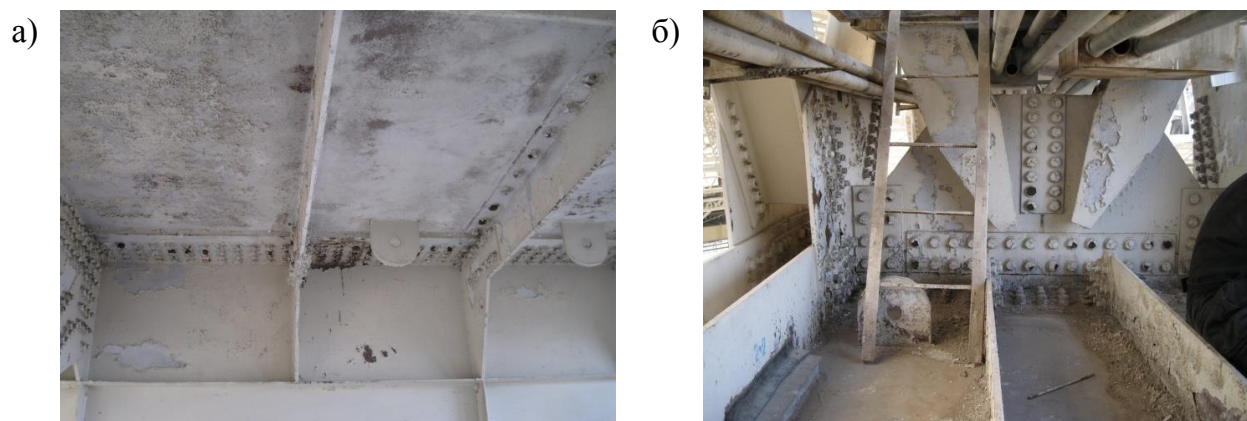


**Рисунок 2 – Шелушение краски на верхней полке и растрескивание лакокрасочного слоя на болтах в монтажных стыках наружного контура:
а – Оси 518-Б; б – Оси 717-718; в – Оси 503-502**

На верхней и нижней поверхностях верхнего пояса внутреннего контура огнезащитное покрытие практически полностью разрушилось. Было зафиксировано разрушение покрытия на болтах и накладках в стыковых соединениях внутреннего контура (рис. 3-5).



**Рисунок 3 - Разрушение покрытия на верхней поверхности внутреннего контура, на болтах и накладках в стыковых соединениях:
а – Оси 706-704; б – Оси 803-805; в – Ось 809**



**Рисунок 4 – Разрушение лакокрасочного покрытия до грунтовки:
а – на нижней поверхности верхнего пояса (оси 701-708);
б – на верхней поверхности нижнего пояса (Оси 518- Б),
и на болтах в стыковых соединениях внутреннего контура**



Рисунок 5 – Оси 701-801. Разрушение лакокрасочного покрытия до грунтовки на стойке между средним и верхним поясом внутреннего контура, а также на болтах в узле соединения

В 2015 году проводились работы по снятию старого антикоррозионного покрытия [3]. На верхнем поясе внутреннего контура после удаления защитного антикоррозионного покрытия обнаружено, что на участке между осями 504-А-604 гайки и шайбы перестали соответствовать ГОСТ Р 52645-2006 и ГОСТ Р 52646-2006 (размеры этих деталей вышли за минусовой допуск). На поверхности образовались острые концентраторы напряжений (рис. 6).

Наблюдаемое недопустимое изменение размеров гаек и шайб произошло из-за интенсивной язвенной коррозии. Для определения технического состояния болтов была проведена ревизия болтов на участках 604-А-504 и 704-А-804. В ходе проведения работ по определению состояния комплектов высокопрочных болтов, включающих болт, две шайбы и гайку, проверялись геометрические параметры гаек и шайб. Критерием неудовлетворительного состояния болта принято такое, при котором размеры превысили минусовой допуск, что соответствовало глубине язвенной коррозии на гайках и шайбах более 1 мм.

На осях 501, 502, 504, 601 отмечена язвенная коррозия глубиной до 3 мм (рис. 6 и 7), а на осях 503, 602, 603 (см. рис. 7) и между осями 501-601, 502-503 503-504, 601-602, 602-603 глубина язвенной коррозии зафиксирована до 2 мм.

Всего на данном интервале количество болтов, подлежащих замене, равно 3100 комплектов. Замену следовало проводить по одному болту комплектно (болт, гайка и две шайбы) и не приступать к раскручиванию следующего болта, не установив предыдущий.

Результаты проведенного обследования в интервале между осями 704-А-804, расположенном над западной трибуной стадиона показали, что глубина язвенной коррозии на гайках и шайбах была менее 1 мм. Болты, соединяющие радиальную балку с внутренним контуром, и болты, объединяющие два отправочных элемента верхнего пояса, не нуждались в замене. Они допущены к эксплуатации при условии нанесения на них нового антикоррозионного покрытия.

Обследование технического состояния болтов и гаек на участке 504-А-604 показало, что язвенная коррозия на оси 604 и между осями 604-603 также не превысила 1 мм.

Таким образом, несмотря на наличие защитного лакокрасочного покрытия, воздействие внешнего температурно-влажностного режима эксплуатации болтовых соединений привело к разрушению около 10% болтов, расположенных на открытой горизонтальной поверхности внутреннего контура покрытия.



Рисунок 6 – Интенсивная язвенная коррозия гаек и шайб на верхнем поясе внутреннего контура на осях 501, 601

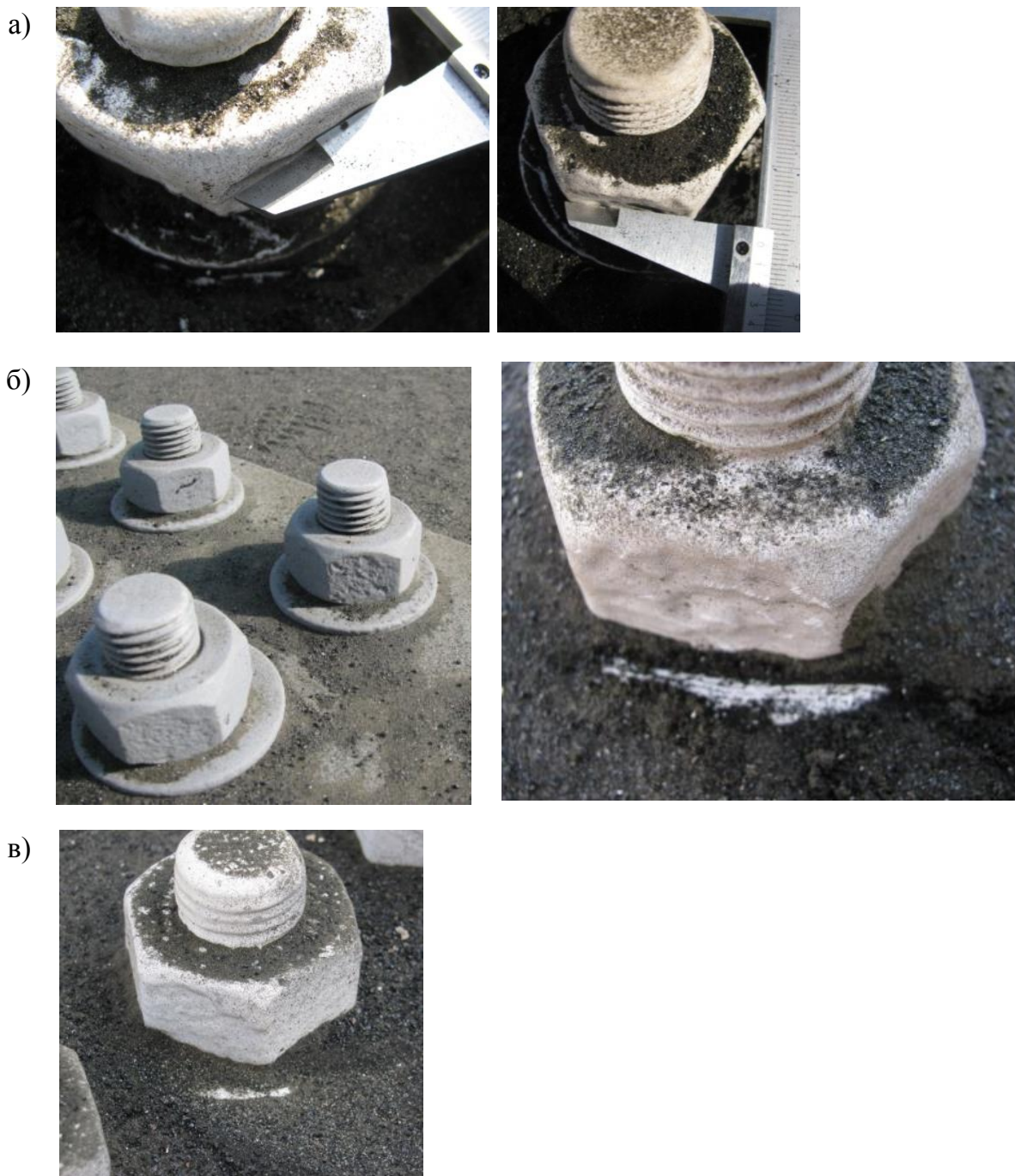


Рисунок 7 – Язвенная коррозия гаек и шайб на верхнем поясе внутреннего контура на осях: а) 501, 601; б) 502, 602; в) 503, 603

При реконструкции сооружения вышедшие из строя болты были заменены, а новые – покрыты, в соответствии с требованиями [4], более современным защитным лакокрасочным слоем (PPG). Кроме того, болтовые соединения оказались под козырьком, устроенным для увеличения площади покрытия над новыми трибунами (рис. 8). Возможно, что эти мероприятия приведут к более длительной безремонтной эксплуатации используемых болтовых соединений в конструкциях БСА.



Рисунок 8 – Здание БСА после реконструкции

На рис. 9 представлено здание «Зенит» – Многофункциональный корпус «Российской академии народного хозяйства и государственной службы при Президенте Российской Федерации» в городе Москве.



Рисунок 9 – Многофункциональный корпус РАНХ и ГС «Зенит»

Для оценки технического состояния несущих и ограждающих строительных конструкций корпуса и последующей разработки проектной и рабочей документации для реконструкции здания было выполнено натурное обследование стальных конструкций, в том числе:

- колонн;
- вертикальных связей между колоннами;
- главных балок перекрытий;
- второстепенных балок перекрытий;

- конструкций перекрытий.

Здание – 23-х этажное с 8-ми этажным стилобатом и подвалом (высотой 4,0 – 4,2 м). Высота надземных этажей составляет от 3,6 до 5,4 м.

Конструктивная схема здания представляет собой многопролетные 8-ми и 23-х ярусные стальные рамы с балками, шарнирно опирающимися на колонны.

Все стальные конструкции покрыты огнезащитным слоем толщиной 20 ÷ 50 мм из гипсоасбестового раствора.

Через этаж колонны, в основном, имеют стыки, устроенные с помощью накладок по полкам (одной или нескольких) и фланцев у торцов стыкующихся сечений колонн (рис. 10). Стык осуществлён на болтах.



Рисунок 10 – Стык колонн

В результате освидетельствования технического состояния элементов здания, проводимого специалистами нашего института, было зафиксировано наличие коррозии практически во всех болтовых соединениях конструкций.

Выявленные дефекты и повреждения колонн на всех этажах (*в объёме 90%* от общего числа колонн на этаже) носят физико-химический характер и обусловлены нарушением температурно-влажностного режима в результате нахождения конструкций в течение длительного времени (с 1994 года здание не эксплуатировалось и не ремонтировалось) под прямым воздействием природно-климатических факторов. При этом внутренняя ливневая канализация пришла в непригодность и не функционирует.

На рис. 11-17 представлены болты (после удаления огнезащитного слоя) с характерной поверхностной коррозией практически на всех этажах здания.

а)



б)



Рисунок 11 – Поверхностная коррозия болтов в узлах на 1-м этаже: а) в стыках колонн; б) в примыкании балки к колонне



Рисунок 12 – Типичная поверхностная коррозия болтов в стыке колонн на 2-м этаже



Рисунок 13 – Местная коррозия на торцах накладок, коррозия болтов в стыках колонн 2-го этажа



Рисунок 14 – Местная коррозия на полках сечения, у торцов накладки фланцев и коррозия болтов от протечек в стыках колонн на 2-м этаже



Рисунок 15 – Коррозия болтов на полках соединительного уголка или на соединительной планке (флажке) главной балки в узле примыкания к ней втростепенной балки на 2-м этаже



Рисунок 16 – Поверхностная коррозия болтов и гаек. Местная коррозия торцов накладок в стыке колонн на 5-м этаже



Рисунок 17 – Коррозионные повреждения в монтажном стыке стоек ферм и боковых накладок, разрушение цинкового покрытия на них, коррозионные повреждения болтов, гаек и шайб в уровне 6-го этажа

Между 7-м и 10-м этажами здания расположен атриум, покрытие которого представлено системой плоских ферм, образующих наклонную структурную конструкцию.

Стержневые элементы ферм – круглые трубы диаметром 120х7мм, 170х6мм и 130х8мм.

Соединение элементов решетки ферм с поясами выполнены на накладках, соединяющих врезанные и приваренные фасонки к трубам. Крепление второстепенных промежуточных ферм к главным выполнено на вертикальных накладках с использованием болтов.

Узлы соединения элементов решетки с поясами ферм, а также узлы крепления второстепенных ферм к главным на фасонках – шарнирные.

По периметру конструкции покрытия атриума опираются на основные несущие конструкции здания: фермы, балки и колонны. Пояса и элементы решетки всех ферм – двутаврового сечения. Монтажные стыки элементов и отправочных марок ферм выполнены на накладках по поясам и стенкам на болтах.

Длительное агрессивное прямое влияние окружающей среды – намокание – привело к появлению различных биологических образований (мох, плесень) на поверхности элементов и узлов, а также повреждению их лакокрасочного покрытия (рис. 18-20).



Рисунок 18 – Общий вид типового узла соединения ферм атриума. Биологические повреждения, разрушение лакокрасочного покрытия



Рисунок 19 – Общий вид узла примыкания нижнего горизонтального ригеля треугольной надстройки атриума. Биологические повреждения, разрушение лакокрасочного покрытия, коррозионные повреждения болтов



Рисунок 20 – Коррозионные повреждения элемента решетки и боковых накладок конструкций атриума. Разрушение цинкового покрытия, коррозионные повреждения болтов, гаек и шайб

На рис. 21-26 видно, что коррозионные повреждения элементов соединения конструкций присутствуют практически на всех этажах, в том числе и на более высоких этажах здания.



Рисунок 21 – Поверхностная коррозия болтов, гаек. Местная и сплошная коррозия соединительных элементов (накладок и фланцев) в стыке колонн на 8-м этаже

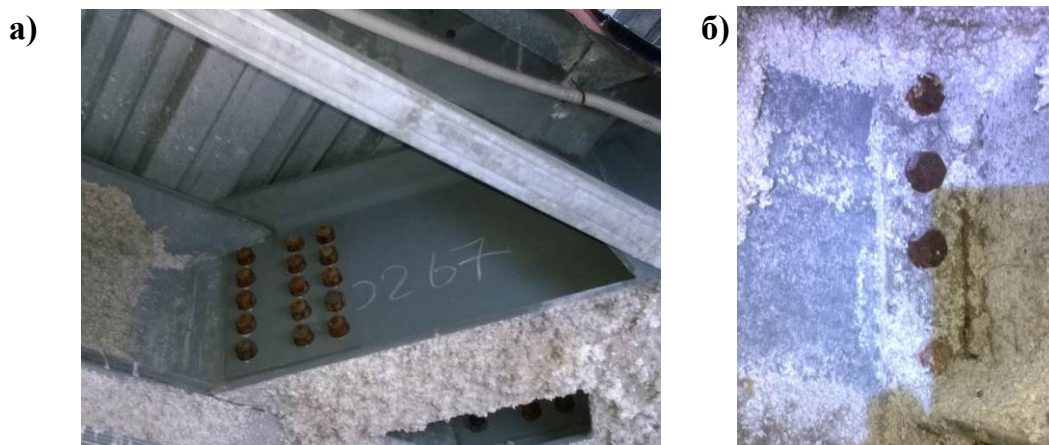


Рисунок 22 – Поверхностная коррозия болтов, гаек в узлах сопряжения балок на 8-м этаже: а) на накладках; б) на уголках

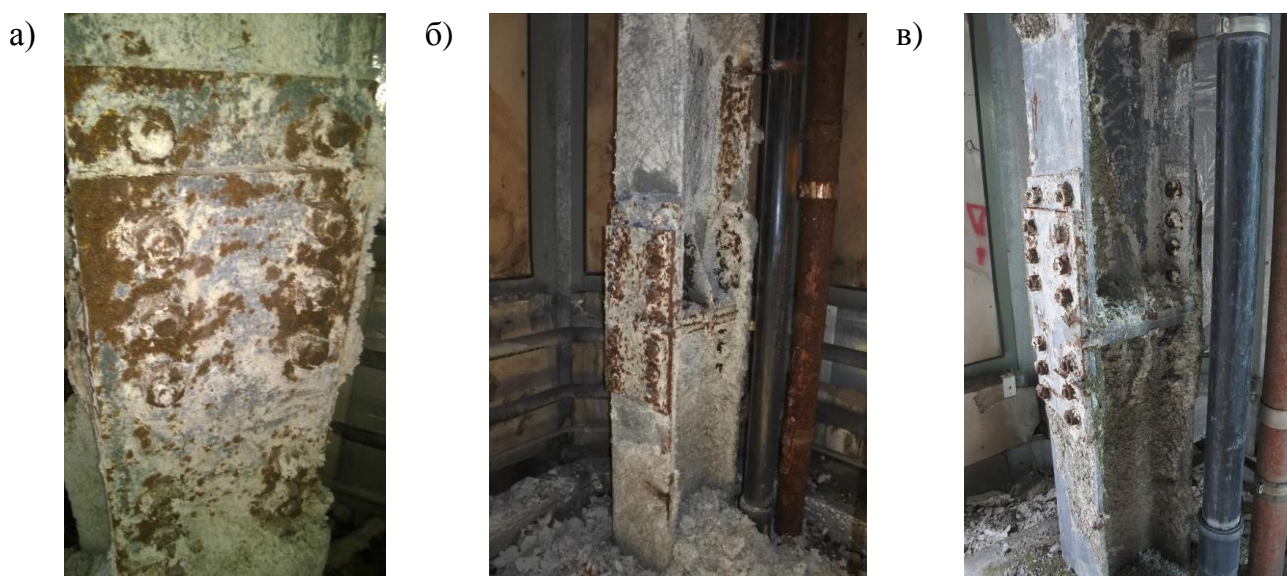


Рисунок 23 – Поверхностная коррозия элементов сечения колонн, накладок и болтов в стыковых узлах колонн на 14-м (а), 17-м (б) и 20-м этажах (в)



Рисунок 24 – Поверхностная коррозия болтов, гаек и соединительных элементов (уголков, накладок) в узлах опирания балок на колонну на 15-м этаже



Рисунок 25 – Поверхностная коррозия болтов и гаек в стыках элементов на 19-м этаже



Рисунок 26 – Поверхностная коррозия болтов и гаек в узлах опирания балок на 21-м этаже

Таким образом, постоянное влияние окружающей среды, намокание конструкций из-за неисправности коммуникаций привело к разрушению огнезащитного и цинкового покрытий узлов, к коррозии стальных элементов здания и, главным образом, элементов соединений стальных конструкций – болтов, гаек и шайб.

Рекомендовано: после проведения реконструкции, ремонта ограждающих конструкций и ливневой канализации все металлоконструкции зачистить от огнезащитного слоя, от коррозии и восстановить огнезащитное и антикоррозионное (в соответствии с требованиями [4]) покрытия.

В сентябре 2017 года сотрудниками ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко проводилось обследование конструкций копров **Усть-ййвинского рудника**, построенных в 2015 году (рис. 28).



Рисунок 28 – Общий вид копра БКПРУ-3 Усть-ййвинского рудника

В процессе обследования были вскрыты опорные узлы стоек копров, устроенные на анкерных болтах. Как оказалось, все опоры копров углублены и засыпаны щебнем, пропускающим влагу к болтам, не имеющим защитного антикоррозионного покрытия (рис. 29).

Здесь так же, как и в предыдущих примерах, постоянное агрессивное влияние окружающей среды, намокание конструкций, отсутствие защитного покрытия на соединительных элементах (болтах, гайках и шайбах) стальных конструкций привело к их коррозии.

Рекомендовано: конструкции очистить от засыпки, зачистить от коррозии и покрыть антикоррозионным составом по требованиям [4].



Рисунок 29 – Поверхностная коррозия болтов и гаек в узлах опорных узлов копров

Вывод: влияние температурно-влажностного режима в результате нахождения конструкций в течение длительного времени под прямым воздействием природно-климатических факторов окружающей среды, агрессивная среда, намокание конструкций, отсутствие защитного покрытия на соединительных элементах (болтах, гайках и шайбах) стальных конструкций приводит их к коррозионным повреждениям, ведущим болтовые соединения к ограниченно работоспособному состоянию.

ЛИТЕРАТУРА

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) [Текст] // М. «Фортэ», 1998, 144 стр.
2. Фарфель М.И. Организация мониторинга покрытия Большой спортивной арены олимпийского стадиона «Лужники» в процессе изготовления, монтажа и эксплуатации [Текст] // Вестник НИЦ «Строительство». Исследования по теории сооружений. Сб. статей. Вып.7-8 (XXXI), 2013. С.37–50.
3. Фарфель М.И., Гукова М.И., Коняшин Д.Ю., Кущенко А.Е., Любарцев А.В. Особенности реконструкции Большой спортивной арены стадиона «Лужники» к чемпионату мира по футболу в 2018 году // Вестник НИЦ «Строительство». Исследования по теории сооружений. №3(14), 2017. С 74-92.
4. СП 28.13330.2017. Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85. М., 2017.

СОБЛЮДЕНИЕ ТРЕБОВАНИЙ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ В МАЛОЭТАЖНОМ МНОГОКВАРТИРНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Черепов Владимир Дмитриевич¹, к.т.н., доцент

e-mail: cherepov.86@mail.ru

Трошков Евгений Олегович², к.т.н., доцент

e-mail: troshkoveo@mail.ru

Богданова Татьяна Фиделевна³, магистрант

e-mail: tatyana.volkova3@gmail.com

¹⁻³ ФГБОУ ВО «Поволжский государственный технологический университет»,
г. Йошкар-Ола

АННОТАЦИЯ

В статье рассматривается проблема соблюдения норм действующей нормативно-технической документации при проектировании и строительстве малоэтажных многоквартирных жилых зданий. Отдельное внимание уделяется вопросу признания вновь возводимых зданий такого типа непригодными для проживания по причине фактических нарушений норм проектирования.

Ключевые слова: нормы проектирования; малоэтажное строительство; техническая экспертиза; обследование зданий и сооружений.

COMPLIANCE WITH THE DESIGN REQUIREMENTS IN THE LOW-RISE APARTMENT CONSTRUCTION

Cherepov Vladimir Dmitrievich¹, Ph.D., Associate Professor

e-mail: cherepov.86@mail.ru

Troshkov Evgeniy Olegovich², Ph.D., Associate Professor

e-mail: troshkoveo@mail.ru

Bogdanova Tatyana Fidelevna³, Master Student

e-mail: tatyana.volkova3@gmail.com

¹⁻³ Volga State University of Technology, Yoshkar-Ola

ABSTRACT

The article deals with the problem of compliance with the standards of the current regulatory and technical documentation in the design and construction of low-rise multi-apartment residential buildings. Special attention is paid to the issue of

recognition of newly constructed buildings of this type unfit for living due to actual violations of design standards.

Keywords: design codes; low-rise construction; technical expertise; inspection of buildings and structures.

Отсутствие необходимости прохождения экспертизы проектной документации при возведении малоэтажных многоквартирных зданий приводит к нарушению требований действующей нормативно-технической документации на стадии проектирования. Ошибки при строительстве зданий такого типа также отражаются на конструктивной безопасности и эксплуатационной пригодности объекта недвижимости. В конечном итоге, имеет место ситуация, при которой новое здание, представляющее собой малоэтажный многоквартирный дом, не может быть признано пригодным для проживания в соответствии с Постановлением Правительства РФ №47 (далее Постановление) [1].

Обозначенная проблема может быть рассмотрена на примере строительно-технической экспертизы, выполненной с целью установления фактической пригодности/непригодности для проживания жилого помещения, расположенного в многоквартирном доме.

На основании комплекса работ, реализованных в рамках данной строительно-технической экспертизы, авторами были сделаны следующие выводы:

1. Выявленные дефекты и повреждения конструкций крыши, включающие наличие соединений деревянных конструкций с использованием 1 нагеля (гвоздя); отсутствие обработки деревянных конструкций крыши специализированными составами, обеспечивающими огне и биозащиту конструкций; нарушение нагельного крепления деревянной обрешетки к стропильным ногам; нарушение крепления кровельного материала (металлического профилированного листа) к деревянной обрешетке; нарушение устройства стоек (наличие «висячих» стоек); нарушение устройства кровельного покрытия в виде щелей между металлическими профилированными листами; образование вертикальных силовых трещин в деревянных стойках конструкции крыши характеризуют фактическое техническое состояние конструкции крыши многоквартирного дома как ограниченно-работоспособное, в соответствии с терминологией ГОСТ [2].

2. На основании установленного технического состояния конструкции крыши многоквартирного дома, можно констатировать факт несоответствия требованиям пункта 10 Постановления, определяющего, что к жилым помеще-

ниям предъявляются следующие требования: «Несущие и ограждающие конструкции жилого помещения, в том числе входящие в состав общего имущества собственников помещений в многоквартирном доме, должны находиться в работоспособном состоянии...».

3. В соответствии с пунктом 33 Постановления: «Основанием для признания жилого помещения непригодным для проживания является наличие выявленных вредных факторов среды обитания человека, которые не позволяют обеспечить безопасность жизни и здоровья граждан вследствие: ухудшения в связи с физическим износом в процессе эксплуатации здания в целом или отдельными его частями эксплуатационных характеристик, приводящего к снижению до недопустимого уровня надежности здания, прочности и устойчивости строительных конструкций и оснований...»

Выявленное в ходе реализации работ по строительно-технической экспертизе значительное количество соединений деревянных конструкций крыши, устроенных с использованием 1 нагеля (гвоздя), является прямым нарушением требования пункта 8.13 СП 64.13330.2017 [3] гласящего: «В соединениях число нагелей должно быть не менее 2. Исключение могут составлять нагели, устанавливаемые конструктивно (например, на период сборки и монтажа)».

Кроме того, выявленное устройство соединений деревянных конструкций крыши с использованием 1 нагеля (гвоздя) привело к фактическому снижению до недопустимого уровня надежности и прочности конструкции крыши рассматриваемого многоквартирного дома. Таким образом, фактическое нарушение требований пункта 33 Постановления является основанием для признания жилого помещения непригодной для проживания.

4. Выявленные биологические повреждения деревянных элементов подвального перекрытия многоквартирного дома, образовавшиеся в следствие высокой влажности подвальных помещений и нарушении работоспособности системы канализации, обуславливают нарушения параметров микроклимата жилых помещений рассматриваемого многоквартирного дома, не позволяющие обеспечить соблюдение необходимых санитарно-эпидемиологических требований и гигиенических нормативов.

5. В соответствии с пунктом 33 Постановления: «Основанием для признания жилого помещения непригодным для проживания является наличие выявленных вредных факторов среды обитания человека, которые не позволяют

обеспечить безопасность жизни и здоровья граждан вследствие ... изменения окружающей среды и параметров микроклимата жилого помещения, не позволяющих обеспечить соблюдение необходимых санитарно-эпидемиологических требований и гигиенических нормативов в части содержания потенциально опасных для человека химических и биологических веществ, качества атмосферного воздуха, уровня радиационного фона и физических факторов наличия источников шума, вибрации, электромагнитных полей».

Таким образом, выявленные биологические повреждения деревянных элементов подвального перекрытия многоквартирного дома, обуславливают фактическое нарушение требований пункта 33 Постановления, что является основанием для признания жилых помещений здания непригодными для проживания.

6. Размещение вытяжных частей канализационных стояков в незаконченном строительстве мансардном этаже, обуславливает нарушения параметров микроклимата жилых помещений рассматриваемого многоквартирного дома, не позволяющие обеспечить соблюдение необходимых санитарно-эпидемиологических требований и гигиенических нормативов, что свидетельствует о нарушении требований пункта 33 Постановления и является основанием для признания жилых помещений непригодными для проживания.

7. В части объемно-планировочного решения жилых помещений выявлено:

7.1. Несоответствие объемно-планировочного решения квартир требованиям, предъявляемым пунктом 5.7 СП 54.13330.2016 [4] к государственному и муниципальному жилому фонду в части:

- площади общей жилой комнаты в квартире с числом комнат две и более. Фактическая площадь общей жилой комнаты, определенная в рамках выполнения обмерных работ, составляет 11,42 м², при норме 16 м²;

- площади кухни. Фактическая площадь кухни, определенная в рамках выполнения обмерных работ, составляет 7,28 м², при норме 8 м².

7.2. Несоответствие объемно-планировочного решения квартир требованиям, предъявляемым пунктами 6.1.6 и 6.1.11 СП 31-107-2004 [5] в части:

- площади общей жилой комнаты в квартирах с числом жилых комнат две и более. Фактическая площадь общей жилой комнаты, определенная в рамках выполнения обмерных работ, составляет 11,42 м², при норме 16 м². Данный факт, в соответствии с пунктом 6.1.6 СП 31-107-2004, обуславливает фактиче-

скую невозможность расстановки минимального набора мебели и устройства проходов;

- площади кухни. Фактическая площадь кухни, определенная в рамках выполнения обмерных работ, составляет 7,28 м², при норме 8 м². Данный факт, в соответствии с пунктом 6.1.11 СП 31-107-2004, обуславливает фактическую невозможность расстановки минимального набора мебели и устройства проходов.

8. Выявленные несоответствия объемно-планировочного решения квартир позволяют констатировать, что фактические площади общей жилых комнат и кухонь не обеспечивают возможности удобного размещения необходимого набора мебели, оборудования и санитарно-гигиенических приборов.

9. В соответствии с пунктом 41 Постановления: «Не может служить основанием для признания жилого помещения непригодным для проживания: несоответствие объемно-планировочного решения жилых помещений и их расположения минимальной площади комнат и вспомогательных помещений квартиры в эксплуатируемом жилом доме, спроектированном и построенном по ранее действующей нормативной документации, принятым в настоящее время объемно-планировочным решениям, если это решение удовлетворяет требованиям эргономики в части размещения необходимого набора предметов мебели и функционального оборудования.»

На основании проведенного комплекса исследований, можно констатировать, что фактическое объемно-планировочное решение квартир не удовлетворяет требованиям эргономики в части размещения необходимого набора предметов мебели и функционального оборудования, что в соответствии с пунктом 41 Постановления, служит основанием для признания данного жилого помещения непригодным для проживания.

10. Выявлен ряд несоответствий действующим нормам в сфере обеспечения пожарной безопасности, что нарушает требования, предъявляемые к жилым помещениям, указанным в пункте 18 Постановления: «Допустимая высота эксплуатируемого жилого дома и площадь этажа в пределах пожарного отсека, входящего в состав общего имущества собственников помещений в многоквартирном доме, должны соответствовать классу конструктивной пожарной опасности здания и степени его огнестойкости, установленным в действующих нормативных правовых актах, и обеспечивать пожарную безопасность жилого помещения и жилого дома в целом».

Выполненная строительно-техническая экспертиза малоэтажного многоквартирного жилого дома позволяет сделать вывод, что жилые помещения, расположенные в обследуемом здании, являются непригодным для проживания в соответствии с пунктами 33 и 41 Постановления.

Таким образом, проведенный комплекс работ в отношении рассматриваемого объекта обосновывает существование проблемы фактической непригодности для проживания вновь возводимых малоэтажных многоквартирных домов в связи с нарушением требований нормативно-технической документации на стадии проектирования и строительства, что является недопустимым в современных условиях развития строительной отрасли в части обновления жилищного фонда.

ЛИТЕРАТУРА

1. Об утверждении Положения о признании помещения жилым помещением, жилого помещения непригодным для проживания и многоквартирного дома аварийным и подлежащим сносу или реконструкции: постановление Правительства РФ от 28.01.2006 №47 (ред. от 28.02.2018).
2. ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. – М.: Стандартинформ, 2014. - 59 с.
3. СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80 (с Изменением № 1). М., 2017.
4. СП 54.13330.2016 Здания жилые многоквартирные. Актуализированная редакция СНиП 31-01-2003. М., 2016.
5. СП 31-107-2004 Архитектурно-планировочные решения многоквартирных жилых зданий. М., 2004.

**ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ:
ПРОБЛЕМЫ И ПУТИ ИХ РЕШЕНИЯ**

Материалы IX научно-практической конференции
11-12 октября 2018 года

Налоговая льгота – Общероссийский классификатор продукции
ОК 005-93, т. 2; 95 3004 – научная и производственная литература

Подписано в печать 03.12.2018. Формат 60×84/16. Печать цифровая
Усл. печ. л. 6,75. Тираж 28. Заказ 13679б.

Отпечатано с готового оригинал-макета,
предоставленного составителями,
в типографии Издательства Политехнического университета.
195251, Санкт-Петербург, Политехническая ул., 29.
Тел.: (812) 550-40-14
Тел./факс: (812) 297-57-76.

