

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Тольяттинский государственный университет»

Архитектурно-строительный институт

(наименование института полностью)

Кафедра «Промышленное, гражданское строительство и городское
хозяйство»

(наименование кафедры)

08.03.01 Строительство

(код и наименование направления подготовки)

Техническая эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений

(направленность (профиль))

МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

на тему Обеспечение надежности эксплуатации зданий при температурных
воздействиях на примере ледового дворца спорта

Студент

Е.В. Шигаранова

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

Научный руководитель

Д.С. Тошин

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

Руководитель программы

д.т.н., доцент В.А. Ерышев

(ученая степень, звание, И.О. Фамилия)

(личная подпись)

« _____ » _____ 2019г

Допустить к защите

Заведующий кафедрой к.т.н., доцент Д.С. Тошин

(ученая степень, звание, И.О. Фамилия)

(личная подпись)

« _____ » _____ 2019г.

Тольятти 2019

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
Глава 1 Учет влияний температурных воздействий при проектировании и эксплуатации зданий и сооружений.....	9
1.1 Учет сезонных изменений температуры при проектировании зданий и сооружений.....	9
1.2 Необходимость учета температурных воздействий.....	10
1.3 Основные факторы температурных воздействий.....	10
1.4 Параметры температурных воздействий.....	11
1.5 Конструкция отапливаемого здания, не защищенная от солнечного излучения	12
1.6 Влияние отрицательной температуры на диаграммы деформирования бетона	13
1.7 Температурные швы	15
1.8 Влияние знакопеременных температурных воздействий на железобетон	16
1.9 Повреждения в строительных конструкциях при нарушении требований устройства деформационных швов	18
1.10 Выводы по главе 1	22
Глава 2 Конструктивные решения здания ледового дворца спорта	23
2.1 Общие сведения	23
2.2 Металлические конструкции.....	25
2.3 Обследование конструкций здания ледового дворца спорта.....	26
2.3.1 Обследование консолей колонн	28
2.3.2 Тепловизионное обследование	49
2.3.3 Результаты обследования.....	63

2.3.4 Рекомендация по результатам обследования.....	64
2.4 Выводы по главе 2	66
Глава 3 Компьютерное моделирование температурного воздействия на элементы железобетонного каркаса ледового дворца спорта	67
3.1 Общие сведения о ПК ЛИРА (LiraSAPR2013)	67
3.2 Создание расчетной схемы	67
3.3 Загрузки в LiraSAPR2013	69
3.4 Сбор нагрузок на плиты покрытия и перекрытий.....	72
3.5 Анализ результатов расчета.....	74
3.6 Выводы по главе 3	77
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	78
СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	79

ВВЕДЕНИЕ

Учет температурного влияния на надежность эксплуатации строительных конструкций зданий и сооружений должен выполняться при проектировании всех объектов строительства. Температура эксплуатации и возможные погодно-климатические и технологические изменения температуры определяют выбор материалов конструкции, глубину залегания фундамента, конструктивные решения ограждающих конструкций, размеры температурных блоков. Нарушение конструктивных требований по формированию деформационных швов здания может приводить к значительным повреждениям в конструкции и снижению надежности эксплуатации объекта. Здания и сооружения рамной конструктивной системы с жесткими узлами сопряжения несущих конструкций оказываются более чувствительными и склонными к повреждению при конструктивных нарушениях, связанных с учетом температурных воздействий. Назначение самого прочного материала, не способно обеспечить несущую способность жесткости и трещиностойкости элемента при значительных вынужденных деформациях, вызванных температурными перепадами. Поэтому здания и сооружения со значительными линейными размерами в плане требует более высокой культуры производства и контроля проектных и строительного-монтажных работ.

На территории РФ в последние годы возводится много объектов спортивного назначения, в том числе ледовые спортивные комплексы, которые представляют собой высоко материалоемкие протяженные здания. Подобные постройки отличаются высокой социальной значимостью, большой единовременной посещаемостью, что предопределяет значительное внимание к спортивным сооружениям с точки зрения соблюдения требований нормативных документов в области температурных воздействий.

Проектирование и строительство ледовых спортивных комплексов, а также спортивных сооружений в целом, в последнее десятилетие на территории РФ осуществлялось преимущественно по индивидуальным проектам. Подготовка и реализация уникальных строительных проектов потенциально является источником возможных недочетов в сравнении с типовыми проектами. Опыт эксплуатации одного из ледового дворца спорта подтверждает указанное предположение, а результаты обследования подтверждают значимость скрупулезности учета температурного влияния при выполнении проектных строительно-монтажных работ, что является содержательной частью предлагаемой магистерской диссертации.

Актуальность работы. Одним из характерных воздействий, которое воспринимает здание или сооружение, является температурные воздействия. Температурные воздействия на строительные конструкции могут иметь самое разнообразное происхождение, но чаще всего рассматриваются климатические температурные воздействия и технологические температурные воздействия. Нормативные документы учитывают ряд положений по влиянию температурного воздействия на напряженно-деформированное состояние, в том числе рекомендации по использованию марок стали (для стальных конструкций и арматуры), формирование температурных блоков в здании.

Пример первых лет эксплуатации ледового дворца спорта показал, что при учете в проекте указанного перечня мероприятий по влиянию температурного воздействия все равно возникают повреждения, нарушающие нормальную эксплуатацию объекта. Дальнейшее изучение влияния температурного воздействия на напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций является актуальной задачей по повышению надежности строительных систем при эксплуатации.

Цель исследований – оценка влияния температурного воздействия на работоспособность строительных конструкций после допущенных при проектировании и строительстве дефектов на примере ледового дворца спорта.

Для достижения поставленной цели были сформулированы следующие задачи:

1. Анализ требований нормативных документов, регламентирующих учет температурных воздействий при проектировании зданий и сооружений.
2. Изучение проектной документации ледового дворца спорта и знакомство с объектом.
3. Проведение визуального и тепловизионного обследования ледового дворца спорта.

4. Построение конечно-элементной модели объекта строительства с учетом влияния температурного воздействия в условиях выявленных дефектов и повреждений.

5. Анализ напряженно-деформированного состояния строительных конструкций на компьютерной модели ледового дворца спорта

6. Разработка рекомендаций по обеспечению нормативной работы здания при температурных воздействиях.

Объект исследования магистерской диссертации – ледовый дворец спорта.

Предметом исследования - магистерской диссертации является температурные воздействия на строительные конструкции ледового дворца спорта с ошибками проектирования и дефектами строительства.

Научная новизна исследования заключается в предложенной методике оценки напряженно-деформированного состояния статически неопределимой конструкции при различных изменения температуры отдельных ее элементов.

Методы проведения исследования базируются на существующей методологии проведения технического и тепловизионного обследования строительных конструкций, зданий, сооружений, а также моделировании работы элементов строительных конструкций на расчетной схеме, формируемой из конечных элементов

Практическая значимость заключается в возможности применения предлагаемой методики оценки напряженно-деформированного состояния элементов при неравномерном нагревании или охлаждении на этапе проектирования или эксплуатации.

Научная обоснованность и достоверность подтверждается соответствием результатов технического обследования напряженно-деформированному состоянию элементов строительных конструкций, полученных при моделировании в ПК ЛИРА.

Апробация результатов исследования. Основные результаты исследования были представлены по материалам XXX международной конференции «Актуальные проблемы науки XXI века» (г. Москва, 2018г.) на тему «Разработка расчетной модели поврежденного железобетонного элемента» Авторы: Д.С. Тошин, С.Н. Новиков, Е.В. Шигаранова. и была опубликована статья в сборнике международной исследовательской организации «Cognitio»

Была опубликована научная статья на тему: «РАСЧЕТ СЕКТОРА ЛЕДОВОГО ДВОРЦА СПОРТА НА ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ В LiraSAPR 2013» Автор: Шигаранова Е.В. в научном журнале студенческий вестник №19(69) г.Москва, 2019г.

Опубликована научная статья в сборнике статей «Агентство международных исследований» Международной научно-практической конференции "КОНЦЕПЦИИ УСТОЙЧИВОГО РАЗВИТИЯ НАУКИ В СОВРЕМЕННЫХ УСЛОВИЯХ" на тему «Соотношение предельных усилий в расчетах железобетонных элементов на прочность по нормированным методикам», состоявшейся 28 декабря 2018г. в г.Казань, РФ. Авторы: Е.В. Шигаранова; А.А. Абраменко.

Структура и объем магистерской диссертации. Магистерская диссертация включает в себя введение, три главы, заключение, список используемых литературных источников. Работа состоит из 82 страниц машинописного текста, 12 рисунков и 4 таблиц.

Глава 1 Учет влияний температурных воздействий при проектировании и эксплуатации зданий и сооружений

Температурное воздействие – это изменение температуры элементов конструкции, вызывающее ее деформацию.

Воздействие температуры на строительные элементы могут быть самыми разнообразными в происхождении, но зачастую рассматриваются климатические и технологические. При проектировании зданий надо обязательно учитывать климатические температурные воздействия, эксплуатационные тепловые воздействия, которые необходимо нейтрализовать, или создать такую расчетную схему при которой изменение температуры не будут приводить к существенным напряжениям.

Температурные воздействия на здание можно представить как:

- разницу относительной температуры конструкции или ее части по отношению к условно принятой температуре;
- температурную разницу поверхностей сечения конструкции или элемента, определяемую как разницу температур на внешней и внутренней поверхности;
- температурную разницу части конструкции как целого, определяемую разницей средних температур их отдельных частей.

1.1 Учет сезонных изменений температуры при проектировании зданий и сооружений

Суточные и сезонные изменения температуры наружного воздуха, прямое солнечное излучение, отраженное солнечное излучение и т. д. приводят к изменению распределения температуры в отдельных элементах конструкций зданий и сооружений. Эти изменения вызывают температурные воздействия на конструкции зданий, которые необходимо учитывать при их проектировании. Требования по назначению температурных воздействий для

учета их при проектировании зданий и сооружений устанавливает свод правил СП 20.13330.2016 (Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*) . В европейской системе Еврокодов температурные воздействия рассматривает EN 1991-1-5 (Еврокод 1) [15].

1.2 Необходимость учета температурных воздействий

Температурные воздействия на конструкции здания следует учитывать при определении расчетных параметров конструктивных элементов, если существует возможность превышения предельных состояний по несущей способности и эксплуатационной пригодности вследствие температурных перемещений и/или напряжений. Для обеспечения несущей способности, жесткости и трещиностойкости конструкций от деформаций, вызванных температурными воздействиями, в проектные расчеты в качестве одного из видов загрузки должны быть включены воздействия, связанные с изменением температуры. Еще более надежным способом создания конструктивных решений, устойчивых к воздействиям температуры, является применение конструктивных схем, в которых обеспечивается свободное перемещение узлов и соединений при повышении или понижении их температуры.

Для конструкций, которые защищены от суточных и сезонных изменений температуры, температурные климатические воздействия не учитываются.

1.3 Основные факторы температурных воздействий

Степень температурных воздействий на конструкции зданий зависит от следующих факторов:

- местные климатические условия;
- пространственная ориентация конструкции;

- общая масса конструкции;
- свойства наружных поверхностей (облицовки, отделки зданий) ;
- режимы работы систем обогрева и кондиционирования;
- тепловая изоляция здания.

1.4 Параметры температурных воздействий

СП 20.13330.2016 (Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*) [15] предписывает для конструкций, которые не защищены от суточных и сезонных изменений температуры, учитывать изменение во времени:

- средней температуры Δt строительных элементов;
- среднего перепада температуры ϑ по сечению строительных элементов.

1) Нормативные значения изменения средней температуры элемента летом Δt_w и зимой Δt_c определяют по формулам:

$$\Delta t_w = t_w - t_{0c}, \quad (1.1)$$

$$\Delta t_c = t_c - t_{0w}, \quad (1.2)$$

где t_w, t_c – нормативные значения средней температуры элемента летом и зимой,

t_{0w}, t_{0c} – летняя и зимняя начальные температуры конструкции.

2) Средние перепады температуры по сечению элемента ϑ_w и ϑ_c определяют по формулам таблицы 13.1 СП 20.13330.2016 (Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*) с применением данных других таблиц [15].

1.4.1 Типы конструкций зданий по температурным воздействиям

В СП 20.13330.2016 (Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*) [15] отдельно рассматриваются две категории конструкций зданий:

- не защищенные от воздействия солнечного излучения;
- защищенные от воздействия солнечного излучения.

Для каждой из этих двух категорий отдельно рассматриваются конструкции:

- не отапливаемых зданий и открытых сооружений;
- отапливаемых зданий;
- зданий с технологическими источниками тепла.

1.4.2 Параметры, общие для всех категорий конструкций зданий

1) Средние суточные температуры воздуха летом t_{ew} и зимой t_{ec}

$$t_{ew} = t_{июль} + \Delta_{июль}, \quad (1.3)$$

$$t_{ec} = t_{январь} + \Delta_{январь}, \quad (1.4)$$

где $t_{июль}$ и $t_{январь}$ – многолетние средние месячные температуры воздуха в январе и июле (принимаются по специальным картам);

$\Delta_{январь}$ и $\Delta_{июль}$ – отклонения средних суточных температур от средних месячных

($\Delta_{январь}$ принимается по специальной карте, $\Delta_{июль} = 6^\circ\text{C}$).

2) Начальная температура конструкции. Летнюю или зимнюю начальную температуру конструкции - температуру, при которой было выполнено замыкание конструкции или ее части в законченную систему, определяют по формулам:

$$t_{0w} = 0,8 \cdot t_{июль} + 0,2 \cdot t_{январь}, \quad (1.5)$$

$$t_{0c} = 0,2 \cdot t_{июль} + 0,8 \cdot t_{январь} \quad (1.6)$$

1.5 Конструкция отапливаемого здания, не защищенная от солнечного излучения

Средние температуры по сечению элемента летом t_w и зимой t_c

1) Нормативная средняя летняя температура по сечению элемента t_w

$$t_w = t_{ew} + \theta_1 + \theta_4, \quad (1.7)$$

где t_{ew} – средняя суточная температура наружного воздуха летом;

θ_1 – приращение температуры в зависимости от материала и толщины конструкционного элемента – по таблице 13.2 [16];

θ_4 – приращение температуры элемента от солнечного излучения.

Приращение θ_4 вычисляется по формуле:

$$\theta_4 = 0,05 \cdot \rho \cdot S_{\max} \cdot k, \quad (1.8)$$

где ρ – коэффициент поглощения солнечного излучения – по таблице 13.3 [16]; S_{\max} (Вт·ч/м²) – суммарное солнечное излучение в июле в зависимости от широты местности и ориентации (вертикально-горизонтально, юг-восток/запад-север) – по таблицам 13.4 или 13.5 [15];

k – коэффициент, учитывающий свойства материала – по таблице 13.6 [15].

2) Нормативная средняя зимняя температура по сечению элемента t_c

$$t_c = t_{ic} + 0,6 \cdot (t_{ec} - t_{ic}) + 0,5\theta_2, \quad (1.9)$$

где t_{ic} – температура внутреннего воздуха зимой;

t_{ec} – средняя суточная температура наружного воздуха зимой ;

θ_2 – приращение температуры от солнечного излучения, зависит от материала (для металлических конструкций составляет 6°C).

1.6 Влияние отрицательной температуры на диаграммы деформирования бетона

Нормативным документом [16] предусмотрены расчетные перепады температуры по сечению в летний период и зимний период.

Средний летний перепад температуры по сечению элемента ϑ_w

$$\vartheta_w = \theta_5, \quad (1.10)$$

где θ_5 – приращение перепада температуры от солнечного излучения.

Приращение θ_5 вычисляется по формуле:

$$\theta_5 = 0,05 \cdot \rho \cdot S_{\max} \cdot (1-k), \quad (1.11)$$

где ρ – коэффициент поглощения солнечного излучения;

S_{\max} (Вт·ч/м²) – суммарное солнечное излучение в июле в зависимости от широты местности и ориентации (вертикально-горизонтально, юг-восток/запад-север);

k – коэффициент, учитывающий свойства материала.

Средний зимний перепад температуры по сечению элемента ϑ_c

$$\vartheta_c = 0,8 \cdot (t_{ec} - t_{ic}) - 0,5\theta_3 \quad (1.12)$$

где θ_3 – приращение перепада температуры в зависимости от материала – по таблице 13.2 [16].

В последние годы значительное развитие получает диаграммный метод расчета, в основу которого положено использование диаграмм деформирования бетона и арматуры. Закономерно интерес ученых вызывает исследование влияния отрицательных температур на прочностные и деформативные свойства применяемых материалов.

Отрицательная температура оказывает влияние на трансформацию диаграмм деформирования бетона и арматуры [5]. В изученной работе на основании значительного объема экспериментальных исследований показано, что низкие отрицательные температуры оказывают значительное влияние на следующие основные параметры диаграмм: прочность и относительные деформации в вершине диаграмм, включая начальный модуль деформации бетона. При этом указанное влияние зависит от технологических характеристик бетона, в частности, его водоцементного соотношения (В/Ц) и влажности на момент испытания в замороженном состоянии. В указанной выше работе представлены данные корректировки диаграмм для изготовленного на природных плотных заполнителях тяжёлого бетона различных оптимизированных составов естественной влажности, то есть влажности после нахождения бетонных образцов в камере нормально-влажностного твердения (НВТ) в течение 28 суток с момента изготовления. Величина В/Ц бетона при изготовлении опытных образцов принята равной 0,4, что соответствует бетону типа High Performance Concrete (по классификации fib).

1.7 Температурные швы

При изменении температуры происходит деформации отдельных элементов, конструкций, зданий и сооружений в целом. Летом от нагревания здания удлиняются и расширяются, а зимой при охлаждении сокращаются. При значительных изменениях температуры и существенной длине зданий могут отмечаться большие деформации. В условиях стесненного деформирования эти деформации способны провоцировать повреждения элементов, нарушать соединения и узлы сопряжения. Во избежание этого здания расчленяются температурными швами, перерезывающими их поперек или вдоль по всей высоте до фундаментов. В фундаментах температурные швы не устраиваются, так как они, находясь в грунте, не подвержены значительным изменениям температуры воздуха. Размеры температурных швов и их конструктивные решения должны обеспечивать свободное горизонтальное перемещение отдельных частей здания на которые оно разделяется. Температурные швы расчленяют здание на отдельные температурные блоки, работа которых при температурных воздействиях может рассматриваться независимо друг от друга. Размеры температурных блоков определяются в зависимости от следующих параметров:

- 1) материалом конструкции (в металлических конструкциях размер температурного блока допускается большей величины, чем в железобетонных зданиях);
- 2) наличием отопления в здании (при наличии отопления размер температурного блока допускается принимать большей величины, чем при отсутствии отопления);
- 3) климатическими условиями района строительства;
- 4) конструктивными особенностями здания и сооружения;
- 5) последовательностью производства работ;
- 6) иными требованиями, продиктованными особыми условиями возведения и эксплуатации.

При необходимости устройства осадочных швов, допускается их совмещение с температурными швами.

1.8 Влияние знакопеременных температурных воздействий на железобетон

1. Центральной строительной лабораторией коррозии в 1959 г. была начата разработка темы, посвященной изучению условий совместной работы составляющих бетона и железобетона, при знакопеременных температурных режимах.

Первые результаты этой работы показали, что незначительное расхождение в коэффициентах температурных деформаций стали и бетона можно не учитывать лишь в определенном температурном интервале. Этим интервалом ориентировочно следует считать обычные температуры ($\sim 0-80^{\circ}\text{C}$).

2. Температуры выше или ниже этого интервала для обычного бетона могут вызвать значительный по величине градиент деформаций стали и бетона, что в свою очередь способствует развитию деструктивных процессов в контактном слое между бетоном и арматурой. Сохранение плотности контактного слоя между бетоном и стали имеет важное значение в проблеме обеспечения коррозионной прочности железобетонных конструкций, и особенно при эксплуатациях их в условиях знакопеременных циклических воздействий при наличии жидкой фазы в железобетоне.

3. В данной работе были проведены исследования по выявлению влияний теплового фактора на деформации бетона и стали.

4. Результаты исследований показали, что основные и значительные температурные деформации расширения насыщенного водой бетона наблюдаются при температурах ниже -20°C , т.е. более низких, чем те, при которых проводят испытания бетона на морозостойкость.

5. Температурные деформации расширения увеличиваются по мере повышения водоцементного отношения и влажности бетона.

6. При понижении температуры насыщенных водой образцов от +20 до -70°С в цементном камне возникают знакопеременные градиенты деформаций между цементным камнем и сталью. Максимумы градиентов деформаций между сталью и цементным камнем были установлены при температурах, примерно, около -5 (первый максимум), -20-25 (второй) и ниже -45 (третий).

7. Температурные деформации пропаренных и особенно бетонов автоклавного твердения при прочих равных условиях значительно больше температурных деформаций бетона нормального твердения.

8. Известная часть температурных деформаций цементного камня является необратимой, при этом температурные деформации расширения бетона могут несколько раз превышать его предельную растяжимость.

9. Градиенты температурных деформаций, которые имеют место при совместной работе бетона и стали, могут вызывать существенное изменение напряжений предварительно напряженной арматуры и бетона.

1.9 Повреждения в строительных конструкциях при нарушении требований устройства деформационных швов

Повреждения вызванные температурными деформациями могут быть обусловлены нарушениями допущенными при проектировании и строительстве, реже при эксплуатационных воздействиях. Повреждения протяженных объектов от температурных деформаций, как правило, характеризуется образованием трещин нормальных вектору стесненных деформаций. Подобные трещины, как правило, являются сквозными, нарушают целостность конструкции и разделяют здание на отдельные блоки. Преобразование сквозных трещин так же нарушается герметичность ограждающих конструкций (наружных стен) с продуванием через образующиеся зазоры, что в зимний период времени способствует проникновению холодного воздуха в помещение и нарушению теплового режима. Образующиеся от стесненных температурных деформаций трещины вне зависимости от причины их появления при дальнейшей эксплуатации объекта изменяет ширину раскрытия при увеличении или уменьшении размеров образованных блоков при повышении или понижении температуры.

Не предусмотрены проектом но образовавшихся в силу природных воздействий трещины в конструкциях в дальнейшем начинают работать по аналогии с температурно-усадочным швом. В связи с изменчивостью шириной раскрытия трещин подобного происхождения такие повреждения практически невозможно устранить без применения радикальных средств усиления, например объемного обжатия с применением предварительно напряженных тяжей. Само по себе предусмотрение и устройство деформационных швов в зданиях не требует каких бы то ни было материальных затрат, при этом нарушения в вопросах учета температурных воздействий приводит к повреждениям, нарушающих работоспособность ограждающих и (или) несущих конструкций, провоцирует неучтенные

тепловые потери и требует применения материалоемких конструктивных решений по усилению.

Так, на примере объектов расположенных в городе Тольятти, в шаговой доступности один от другого, обнаруженных случайным образом можно увидеть характерные повреждения, описанные выше. Во всех случаях трещины в наружных стенах являются результатом ошибки проекта или следствием отклонения от проектного решения при выполнении строительно-монтажных работ.

На рисунке 1 показано повреждение наружной стены в жилом доме, расположенным по улице Мира, дом 68. Причиной повреждения явилась перевязка температурно-усадочного шва, выполненного в наружной стене из силикатного кирпича, опорным участком железобетонного козырька над входом в подъезд №3.

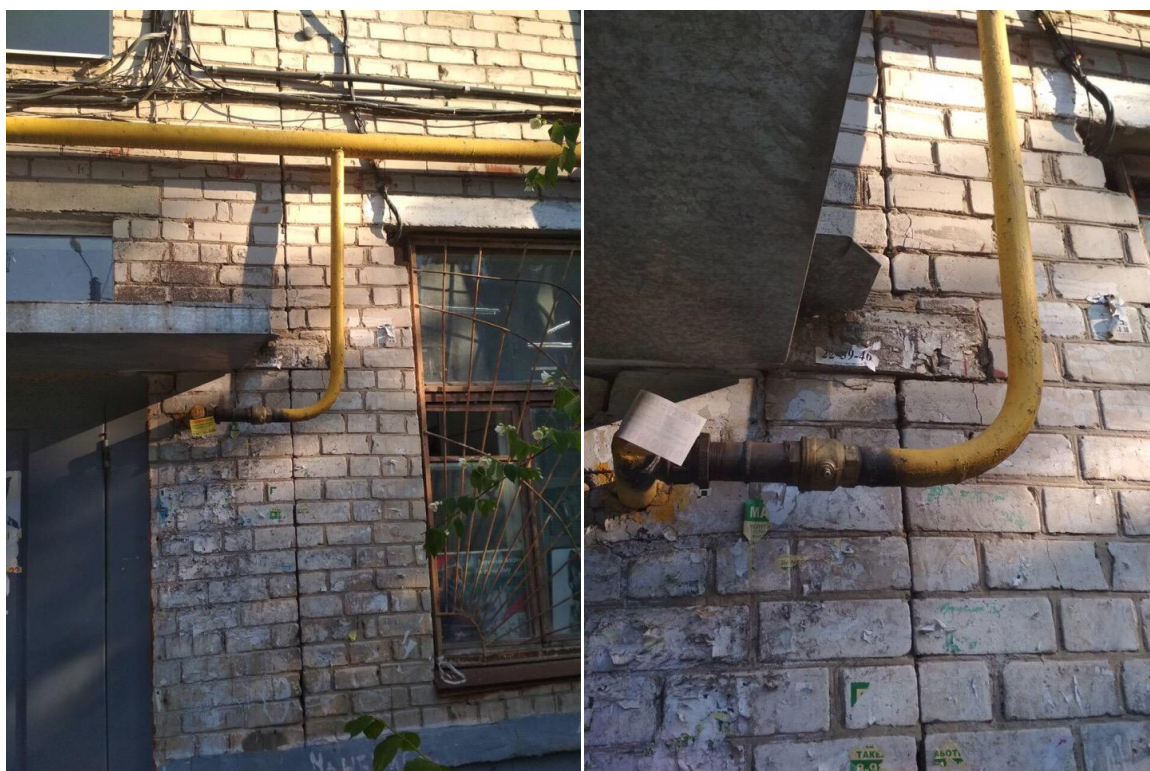


Рисунок 1 – Трещина в наружной стене в месте перевязки температурно-усадочного шва опорным участком железобетонного козырька (г.Тольятти, ул. Мира, дом 68)

На западном фасаде жилого дома на улице Жилина 56 (Рис.2) обнаружено аналогичное повреждение: деформационный шов устроен на наружных стенах начиная только со 2-ого этажа, при этом в уровне перекрытия первого этажа устроен непрерывный по длине фасада железобетонный козырек из сборных элементов, стыки сборных элементов не совмещены с положением деформационного шва. Результатом реализованного конструктивного решения явилось образование наклонных трещин в простенках первого этажа, расположенных непосредственно под устроенными выше деформационными швами.

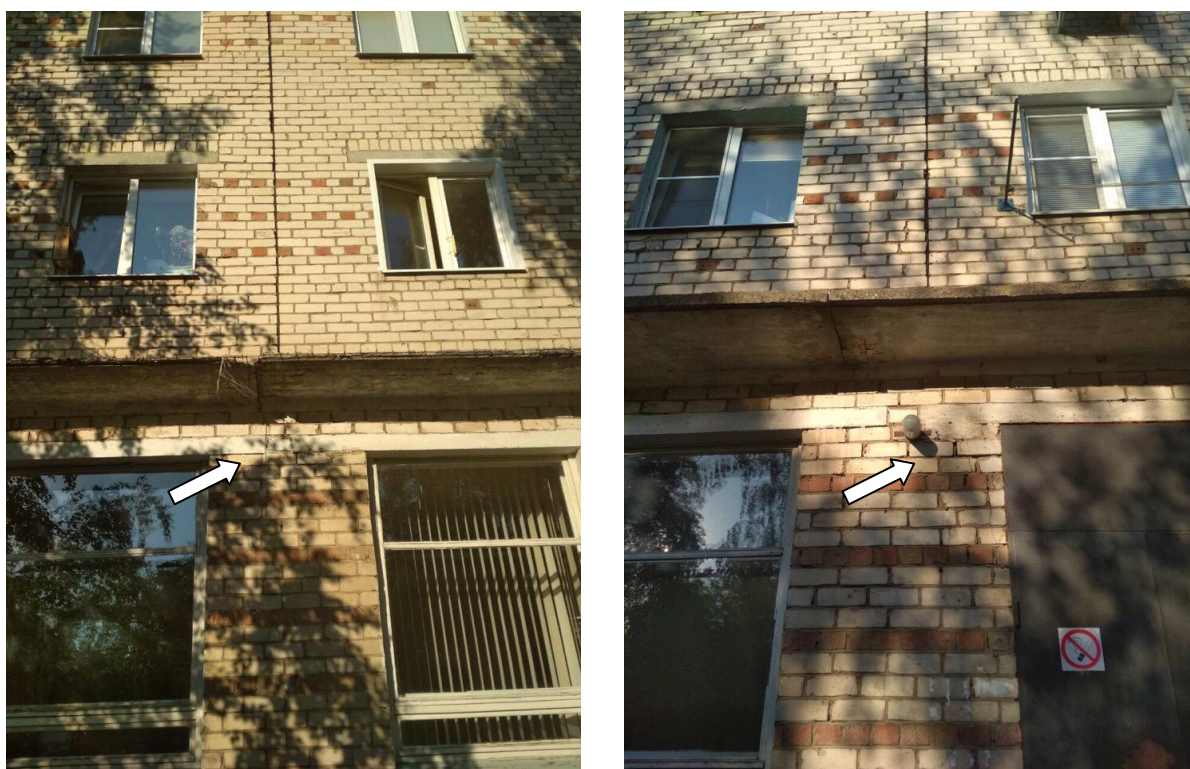


Рисунок 2 – трещина в кирпичной стене первого этажа под деформационным швом, выполненным только выше перекрытия первого этажа (г.Тольятти, ул. Жилина, дом 56)

В жилом доме по адресу улица Жилина, дом 54 (Рис.3) деформационный шов устроен только выше отметки перекрытия второго этажа, то есть непрерывное протяженная стена в пределах двух этажей выше сменяется конструкцией из температурных блоков, разделенных температурно-усадочными швами.

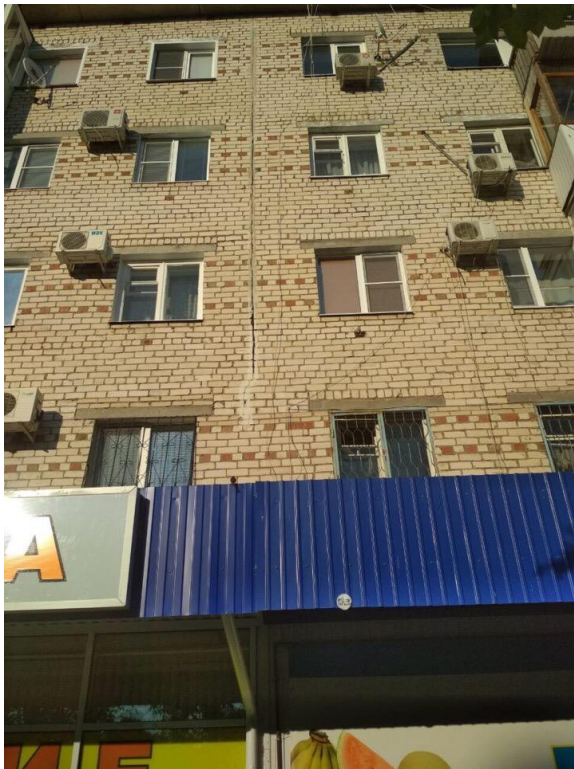


Рисунок 3 – Образование трещины ниже деформационного шва, выполненного только в верхней части жилого дома (г.Тольятти, ул. Жилина, дом 54)

Такая конструкция послужила причиной создания концентраций напряжений в нижней части деформационного шва (в уровне перекрытия второго этажа), что спровоцировало развитие трещины в стене второго этажа, как продолжение имеющегося деформационного шва.

Из фотографии видно, что попытки устранить трещины оказались неудачными – после цикла климатического периода эксплуатации в материале замазки снова образовались трещины. Причиной описанных повреждений наружных стен жилых домов явились или изначально допущенные ошибки в проекте, или отклонения при их реализации. Из представленных примеров видно, насколько важным является требование по четкому соблюдению проектом норм в вопросах учета температурного воздействия и безукоризненному их исполнению при строительстве.

1.10 Выводы по главе 1

1. Температура эксплуатации конструкции, а также температурные воздействия должны учитываться при выборе материала несущей и ограждающих конструкций, толщины ограждающих конструкций, установлении глубины заложения фундамента, определении размера температурных блоков, назначении конструктивных решений опор и др.

2. Нормативные документы предписывают учитывать следующие виды температурных воздействий:

- изменение температуры в пределах всего здания;
- изменение температуры в пределах отдельных элементов статически неопределимых конструкций;
- перепад температуры в пределах сечения.

3. Осмотр конструкции некоторых зданий в г.Тольятти выявил ошибки проектирования и дефекты строительства, приводящие к повреждениям от температурных воздействий при эксплуатации.

4. Отрицательная температура оказывает влияние на трансформацию исходных диаграмм деформирования материалов строительных конструкций.

Глава 2 Конструктивные решения здания ледового дворца спорта

2.1 Общие сведения

Здание универсальной спортивной арены овальной формы в плане 122,5x88 м, 3-х этажное с высотой в коньке ферм покрытия 26.310 м.

Здание запроектировано с железобетонным каркасом в монолитном исполнении. Каркас рамного типа с ригелями, жестко соединенными с колоннами как в радиальном, так и в кольцевом направлениях, перекрытия толщиной 200мм. Жесткость и пространственная неизменяемость здания обеспечиваются в обоих направлениях (поперечном и продольном) рамами с жестким сопряжением ригелей с колоннами, наличием вертикальных ядер жесткости (лестничные клетки и шахты лифтов в монолитном ж/б исполнении) и сплошными монолитными ж/б дисками перекрытий.

Здание разделено на 8 температурных блоков. Максимальный размер температурного блока - 42м.

Шатер покрытия запроектирован металлическим: фермы индивидуальные арочного типа развязаны системой вертикальных и горизонтальных связей, балки и прогоны по верхнему поясу и несущий профнастил.

Торцы шатра покрытия запроектированы фахверкового типа: колонны, балки и ригели, несущие вертикальные ограждающие конструкции.

Покрытие опирается шарнирно через катковые (подвижные) и неподвижные опоры на колонны каркаса.

Вестибюли здания имеют криволинейную форму.

Вестибюли запроектированы в виде пристроек к зданию «Арены» через деформационные швы.

Каждый вестибюль разделен на 2 температурных блока.

Шов решен в виде шва скольжения плиты покрытия.

Пристройки запроектированы с железобетонным каркасом в монолитном исполнении. Каркас рамного типа, аналогично основному зданию.

Жесткость и пространственная неизменяемость обеспечивается жестким сопряжением ригелей обоих направлений с колоннами и диском покрытия.

Фундаменты запроектированы в виде набивных свай, устроенных по технологии фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием из жесткого щебня, втрамбованного в грунт. Прохождение просадочных суглинков осуществлялись бурением лидерных скважин. Пробивку скважин с последующим формированием уширения из щебня осуществлялось через одну проектную сваю. Пробивку скважин и формирование уширения под пропущенные сваи осуществлялось в соответствии с проектом не менее, через трое суток после бетонирования ранее сформированных скважин. Для создания уширения в дно котлована втрамбовывался щебень с прочностью не ниже 600 кг/см^2 . Засыпка и трамбование жесткого материала в дно котлована производилось отдельными порциями из расчета заполнения котлована 0,3-0,5м по высоте. Каждая порция засыпалась после втрамбовывания предыдущей до проектной отметки. Втрамбовывание жесткого материала производилось сбрасыванием трамбовки с высоты 2,5-3,0м. Втрамбовывание велось до тех пор, пока заданный объем жесткого материала не был погружен в грунт.

После погружения проектного объема щебня в основание сваи производилось контрольное сбрасывание трамбовки (10т с высоты 1м) и замерялся «отказ» сваи. За величину отказа принималось среднее значение перемещения сваи от одного сбрасывания трамбовки. Расчетный отказ сваи Ø400мм для трамбовки массой 4,5т не должен превышать 7,0мм; объем для трамбовки массой 6т – 5,0мм; свай Ø700мм для трамбовки массой 6т – 4,0мм.

Бетонирование фундаментов производилось в распор бетоном класса по прочности на осевое сжатие В20 до заранее установленных отметок. Бетон уплотнялся вибраторами.

2.2 Металлические конструкции

Покрытие блока «А» в осях 3-8/АА-ББ основной арены представляет собой ряд металлических большепролетных ферм, соединенных системой горизонтальных и вертикальных связей и опирающихся шарнирно:

- на железобетонные колонны по оси «АА» - мертвые опоры;
- на железобетонные колонны по оси «ББ» - катковые опоры.

Между фермами установлены 1 или 2 ряда прогонов (в зависимости от расстояния между фермами), повторяющих контур верхних поясов ферм и опирающихся на притопленные главные балки.

Сжатые верхние арочные пояса ферм развязаны системой вертикальных, горизонтальных связей и распорок. Нижние растянутые пояса ферм развязаны вертикальными связями и распорками.

Общая неизменяемость металлоконструкций покрытия осуществляется за счет:

- системы вертикальных, горизонтальных связей, распорок и связевых балок по рядам «ФФ», «ББ»;
- мертвых опор, воспринимающих горизонтальные нагрузки вдоль буквенных осей и вдоль цифровых осей;
- катковых опор, воспринимающих горизонтальные нагрузки вдоль буквенных осей.

Большепролетные фермы – арочного типа с ломаной затяжкой. В точках перелома затяжки поставлены «V»- образные шпренгельные раскосы.

Металлоконструкции блоков «Б» и «С» представляют собой балочную клетку с притопленными главными балками, на которые опираются прогоны.

Ферма ледового дворца спорта запроектирована из четырех отправочных марок.

Крепление стропильных ферм к опорным стойкам принято на болтах нормальной точности, опорных стоек к колоннам на монтажной сварке.

Антикоррозионная защита металлоконструкций

Антикоррозионная защита производилась посредством нанесения следующего лакокрасочного покрытия:

- на заводе – изготовителе: слой грунта ФЛ-03К по ГОСТ 9109-81*;

Рекомендуемая окраска на строительной площадке после окончания монтажа - два слоя эмали ПФ-115 по ГОСТ 6465-76*.

Защита строительных конструкций от коррозии предусмотрена в соответствии с требованиями главы СНиП 2.03.И-85 «Защита строительных конструкций от коррозии».

2.3 Обследование конструкций здания ледового дворца спорта

В ходе проведения работ изучена проектная документация, выполнено визуальное и тепловизионное обследование конструкций.

Цель проведения обследования – оценка технического состояния узлов опирания конструкций перекрытий в местах расположения консольных температурных швов в осях «А4», «А8», «Б3» и «Б7» (Рисунок 2.1).

Ниже представлен комплекс работ по обследованию элементов конструкций здания ледового дворца спорта и узлов их сопряжения.

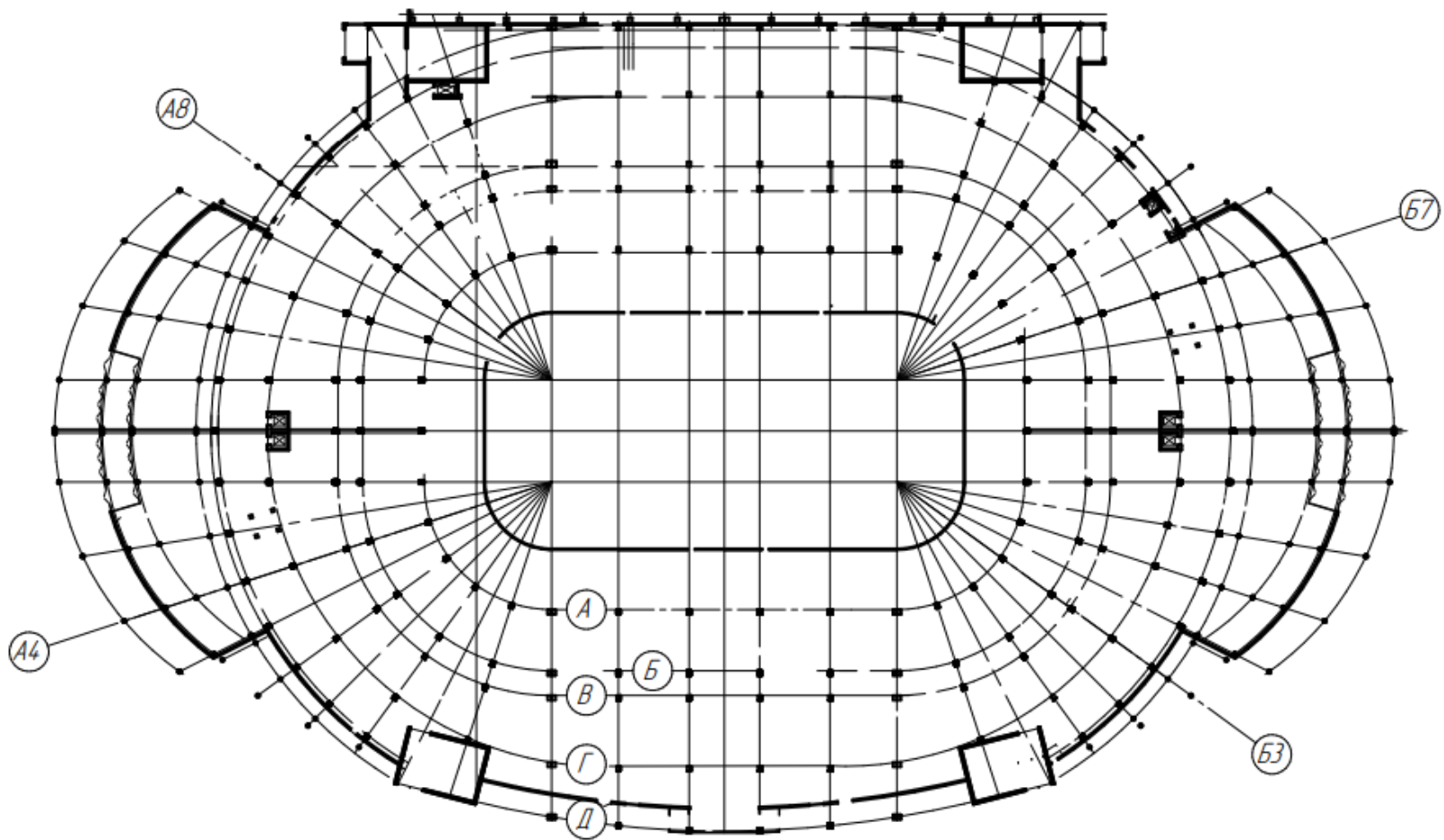


Рисунок 2.1 – Схема расположения основных конструкций здания

2.3.1 Обследование консолей колонн

Контроль схемы работы консольных узлов произведен по визуальным признакам нарушения работы податливости конструкции. В процессе работ выполнены контрольные линейные замеры согласно рисунку 2.2 и фотофиксация состояния узлов опирания.

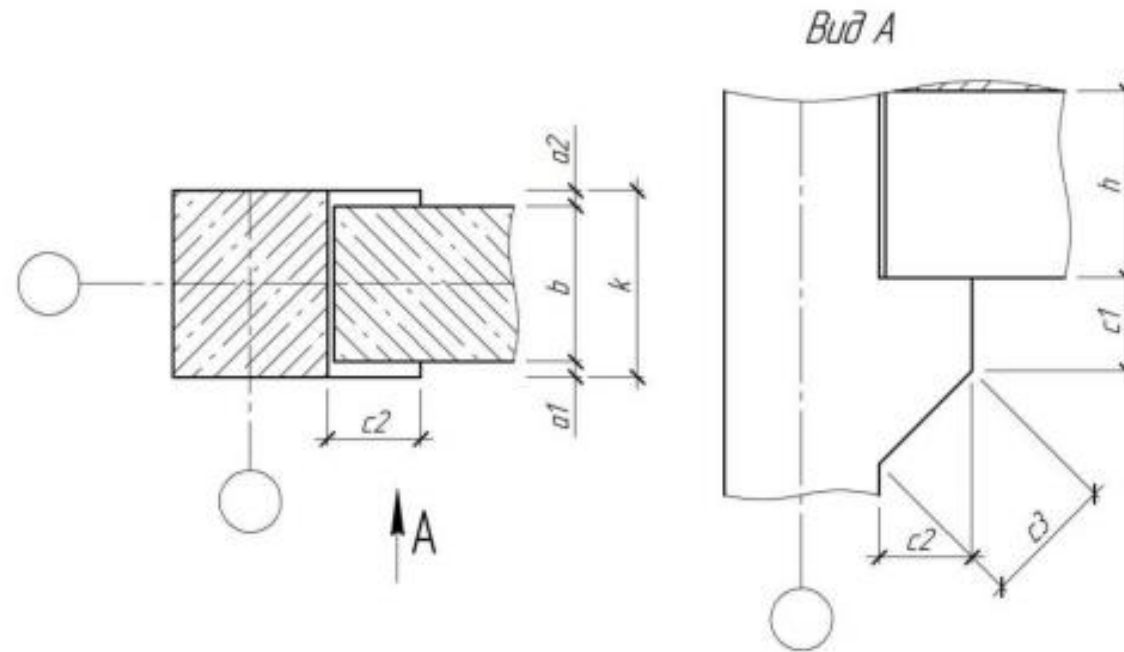


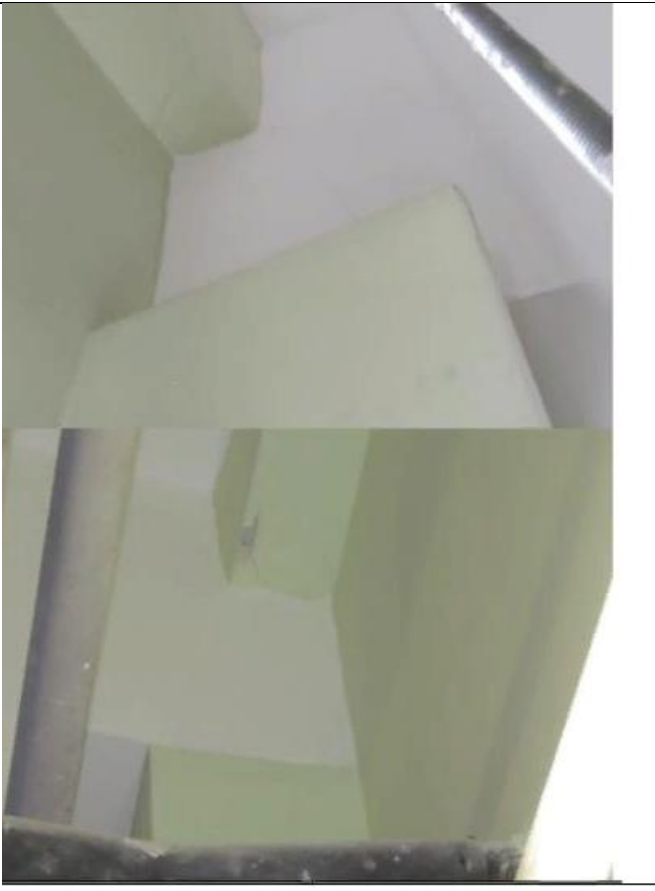
Рисунок 2.2 – Контрольные линейные размеры узлов

Результаты визуального обследования узлов сведены в таблицу 2.1.


Таблица 2.1 – Результаты обследования узлов консольных деформационных швов

Привязка конструкции	Фотографии узлов	Описание дефектов	Размеры, мм
1	2	3	4
отм. +4.200 оси «А8/А» 1 этаж		<p>Вертикальная трещина в месте сопряжения подвижной балки по оси «А» и поперечной неподвижной балки по оси «А8». Трещина вызвана отсутствием деформационного шва в отделочном покрытии конструкции. Скол по ребру консоли. Скол вызван подвижкой балки по оси «А» в горизонтальной плоскости. Трещина по сопряжению колонны с вертикальной самонесущей перегородкой по оси «А». Трещина образовалась в результате отсутствия деформационного шва.</p>	<p>b=400, h=400 a1=120, a2=- c1=320, c2=300, c3=430 k=600</p>

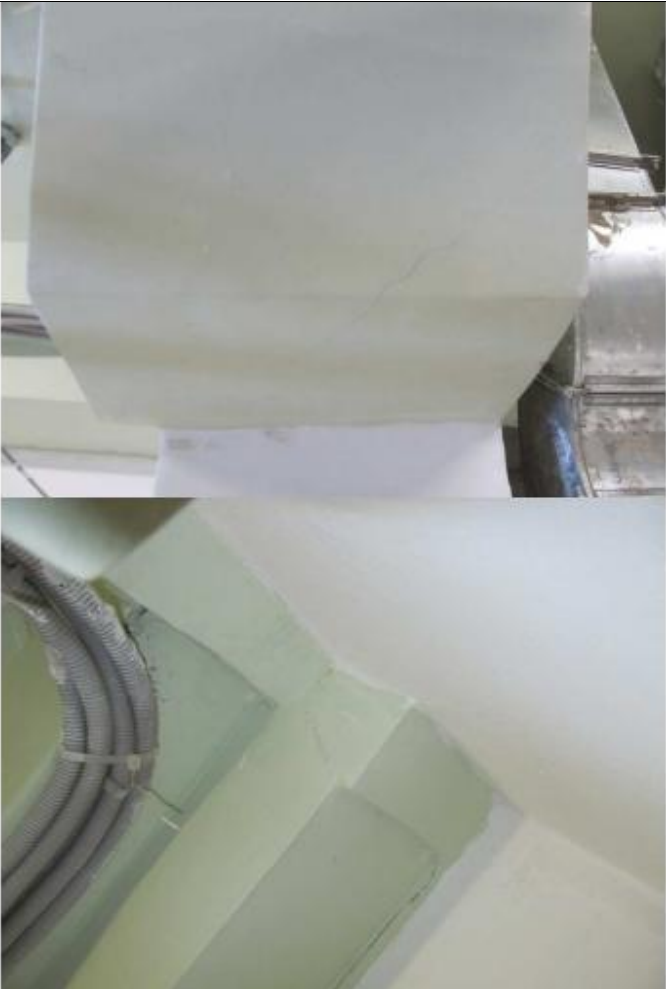
Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +4.200 оси «А8/Б» 1 этаж</p>		<p>Вертикальная трещина в месте сопряжения подвижной балки по оси «Б» и поперечной неподвижной балки по оси «А8». Трещина вызвана отсутствием деформационного шва в отделочном покрытии конструкции. Наклонная трещина по отделочному покрытию консольной части колонны. Трещина вызвана отсутствием деформационного шва в отделочном покрытии конструкции.</p>	<p>$b=400, h=400$ $a1=120, c1=320,$ $c2=300, c3=430$ $k=600$</p>


Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +4.200 оси «А8/В» 1 этаж</p>		<p>Вертикальная трещина в месте сопряжения подвижной балки по оси «В» и поперечной неподвижной балки по оси «А8». Трещина вызвана отсутствием деформационного шва в отделочном покрытии конструкции.</p> <p>Скол по ребру консоли.</p> <p>Скол вызван подвижкой балки по оси «А» в горизонтальной плоскости.</p>	<p>$b=500, h=600$ $a1=110, c1=300,$ $c2=290, c3=420$ $k=600$</p>

Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +4.200 оси «А8/Г» 1 этаж</p>		<p>Вертикальная трещина в месте сопряжения подвижной балки по оси «Г» и поперечной неподвижной балки по оси «А8». Трещина вызвана отсутствием деформационного шва в отделочном покрытии конструкции.</p> <p>Скол бетона защитного слоя консоли колонны. Скол вызван подвижкой балки по оси «Г» в горизонтальной плоскости.</p>	<p>$b=500, h=600$ $a1=100, a2=$ $c1=310, c2=310,$ $c3=420 k=600$</p>


Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +4.200 оси «А8/Д» 1 этаж</p>		<p>Вертикальная трещина в месте сопряжения подвижной балки по оси «Д» и поперечной неподвижной балки по оси «А8». Трещина вызвана отсутствием деформационного шва в отделочном покрытии конструкции.</p> <p>Скол бетона защитного слоя консоли колонны. Скол вызван подвижкой балки по оси «Д» в горизонтальной плоскости.</p> <p>Примыкание наружного ограждения к колонне негерметично.</p>	<p>$b=400, h=400$ $a1=-, a2=-$ $c1=340, c2=270,$ $c3=400 k=610$</p>


Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +4.200 оси «Б7/А» 1 этаж</p>		<p>Наличие опалубки в деформационном шве. Скол защитного слоя бетона консоли балки по оси «Б7/А-Б». Скол произошел в результате зацементирования подвижной и неподвижными частями деформационного шва.</p>	<p>Доступ затруднен</p>
<p>отм. +4.200 оси «Б7/Б» 1 этаж</p>		<p>Наличие опалубки в деформационном шве.</p>	<p>Доступ затруднен</p>


Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +4.200 оси «Б3/А» 1 этаж</p>		<p>Узел выполнен с отклонениями от проекта. Отметка верха консоли не выведена на проектный уровень. Выполнена подливка.</p> <p>Скол бетона защитного слоя консоли колонны. Скол вызван подвижкой балки по оси «А» в горизонтальной плоскости и защемления между подвижными частями.</p> <p>Скол защитного слоя бетона консоли балки по оси «Б7/А-Б».</p> <p>Скол произошел в результате защемления подвижной и неподвижной частями деформационного шва.</p> <p>Коррозия арматуры.</p>	<p>Доступ затруднен</p>


Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +4.200 оси «А4/Б» 1 этаж</p>		<p>Узел выполнен с отклонениями от проекта. Осуществлено объединение подвижной и неподвижной частей узла сопряжения конструкций. Фактически образовался рабочий шов бетонирования между подвижной балкой и консолью колонны.</p> <p>Вертикальная трещина в месте сопряжения подвижной балки по оси «Б» и поперечной неподвижной балки по оси «А4». Трещина вызвана отсутствием деформационного шва в отделочном покрытии конструкции.</p> <p>Скол бетона защитного слоя консоли колонны. Скол вызван подвижкой балки по оси «Б» в горизонтальной плоскости и заземления конструкций.</p>	<p>Доступ затруднен</p>


Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +12.000 оси «А8/В» 2 этаж</p>		<p>Выявлены следы ранее проведенного ремонта защитного слоя бетона консоли колонны</p> <p>Скол бетона в опорной зоне балки. Скол вызван подвижкой балки по оси «В» в горизонтальной плоскости при существующем защемлении между подвижной балкой и неподвижной консолью.</p> <p>Скол по ребру консоли. Скол вызван подвижкой балки по оси «В» в горизонтальной плоскости и защемления.</p> <p>Скол защитного слоя бетона консоли балки по оси «А8/В-Б». Скол произошел в результате защемления подвижной и неподвижными частями деформационного шва.</p>	<p>Доступ затруднен</p>



Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +8.140 оси «А8/Б» 2 этаж</p>		<p>Трещины по обшивке из гипсокартона в окрестности консоли колонны. Трещины вызваны отсутствием деформационного шва в отделочном покрытии конструкции.</p>	<p>Доступ затруднен</p>


Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +12.000 оси «Б7/Г» 2 этаж</p>		<p>Выявлены следы ремонта защитного слоя консольных частей балок «Б7/Д-Г» и «Б7/Д-В». Низкое качество уплотнения бетона балки в опорной зоне. Скол защитного слоя бетона консоли балок по оси «Б7/Д-Г» и «Б7/Д-В». Скол произошел в результате заземления подвижной и неподвижной частями деформационного шва.</p>	<p>b=500, h=600 a1=-, a2=30 c1=265, c2=280, c3=420 k=600</p>


Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +10.850 оси «Б7/В» 2 этаж</p>		<p>Выявлены следы ранее проведенного ремонта трещин. За счет выполненных ремонтных мероприятий деформационный шов в отделочном покрытии не обеспечен. Ранее образовавшиеся трещины вызваны подвижкой балки по оси «В».</p>	<p>Доступ затруднен</p>
<p>отм. +12.000 оси «Б3/В» 2 этаж</p>		<p>Выявлены следы ремонта защитного слоя консольной части балки. Скол произошел в результате заземления подвижной и неподвижной частями деформационного шва. Низкое качество уплотнение бетона консольной части колонны. Наличие опалубки в деформационном шве.</p>	<p>Доступ затруднен</p>


Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +12.000 оси «БЗ/Г» 2 этаж</p>		<p>Выявлены следы ранее проведенного ремонта защитного слоя бетона консоли колонны и опорной части балки. Скол вызван подвижкой балки по оси «Г» в горизонтальной плоскости и заземлением. Выявлены следы ремонта защитного слоя консольной части балки «БЗ/Д-Г». Скол произошел в результате заземления подвижной и неподвижной частями деформационного шва.</p>	<p>b=500, h=600 a1=-, a2=50 c1=300, c2=300, c3=420 k=610</p>


Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +12.000 оси «Б3/Д» 2 этаж</p>	 <p>The photograph shows a close-up of a concrete beam joint. The joint is filled with a dark, possibly repaired material. There are visible signs of wear and damage, including a vertical crack and some chipping of the concrete. The surrounding area is a light-colored brick wall.</p>	<p>Выявлены следы ранее проведенного ремонта защитного слоя бетона консоли колонны. Скол вызван подвижкой балки по оси «Г» в горизонтальной плоскости и заземлением. Выявлены следы ремонта защитного слоя консольной части балки «Б3/Д-Г». Скол произошел в результате заземления подвижной и неподвижной частями деформационного шва.</p>	<p>Доступ затруднен</p>

Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +8.140 оси «Б3/Б» 2 этаж</p>		<p>Трещины по обшивке из гипсокартона в окрестности консоли колонны. Трещины вызваны отсутствием деформационного шва в отделочном покрытии конструкции.</p>	<p>Доступ затруднен</p>


Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +16.900 оси «Б3/Б» 3 этаж</p>		<p>Узел выполнен с отклонениями от проекта. Уширена опорная часть балки. Вертикальная трещина по отделке. Трещина вызвана отсутствием деформационного шва в отделочном покрытии конструкции. Скол бетона защитного слоя консоли колонны. Скол вызван подвижкой балки по оси «Б» в горизонтальной плоскости</p>	<p>Доступ затруднен</p>


Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +16.900 оси «БЗ/Д» 3 этаж</p>		<p>Узел выполнен с отклонениями от проекта. Опорная часть подвижной балки уширена. Фактически образовался рабочий шов бетонирования между подвижной балкой и консолью колонны. Скол бетона защитного слоя консоли колонны. Скол вызван подвижкой балки по оси «Г» в горизонтальной плоскости. Скол защитного слоя бетона консоли балки по оси «БЗ/Д-Г». Скол произошел в результате защемления подвижной и неподвижной частями деформационного шва.</p>	<p>$b=400$, $h=400$ $a1=-$, $a2=115$ $c1=300$, $c2=300$, $c3=430$ $k=600$</p>

Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>отм. +4.200 оси «Б7/Д» 1 этаж</p>		<p>Скол бетона защитного слоя консоли колонны. Скол вызван подвижкой балки по оси «Д» в горизонтальной плоскости.</p>	<p>Доступ затруднен</p>

Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>Отм. +4.200 оси «А4/А» 1 этаж</p>		<p>Узел выполнен с отклонениями от проекта. Опорная часть подвижной балки уширена. Фактически образовался рабочий шов бетонирования между подвижной балкой и консолью колонны.</p>	<p>Доступ затруднен</p>

Продолжение таблицы 2.1

1	2	3	4
<p>Отм. +12.000 оси «А8/Г» 2 этаж</p>		<p>Выявлены следы ранее проведенного ремонта защитного слоя бетона консоли колонны.</p> <p>Скол бетона защитного слоя консоли колонны.</p> <p>Скол вызван подвижкой балки по оси «Г» в горизонтальной плоскости.</p>	<p>Доступ затруднен</p>

2.3.2 Тепловизионное обследование

Тепловизионное обследование с представлением термографических снимков выполнено для определения температурного режима эксплуатации несущих конструкций, а также колебания параметров внутреннего микроклимата здания.

Основной задачей тепловизионного обследования являлось установление причин максимального продольного смещения на всех этажах здания подвижных балок по оси «Д».

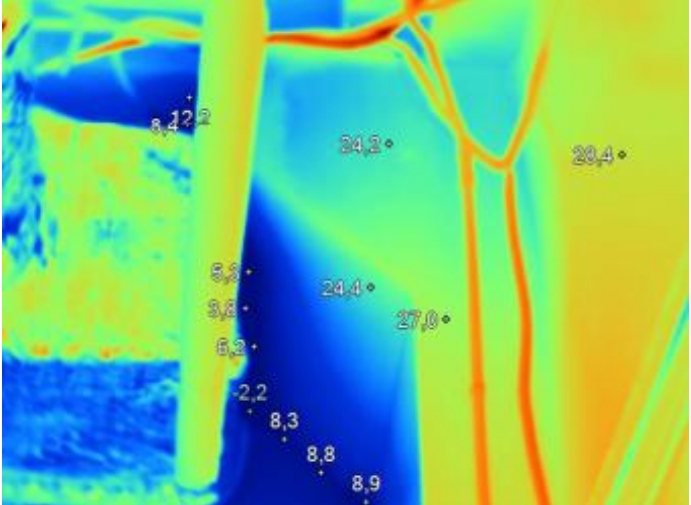
Дополнительно была выполнена тепловизионная съемка наружных самонесущих ограждающих конструкций 2-го этажа на отм. +6.000 в местах расположения консольных температурных швов.

В процессе работ использованы приборы:

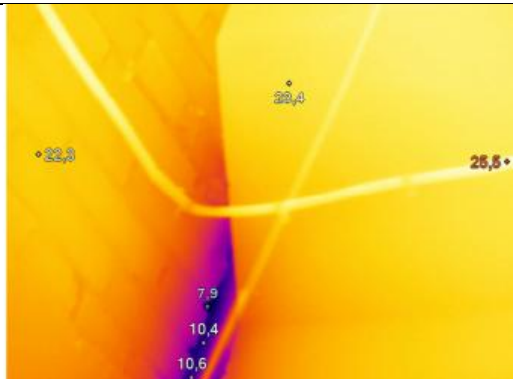
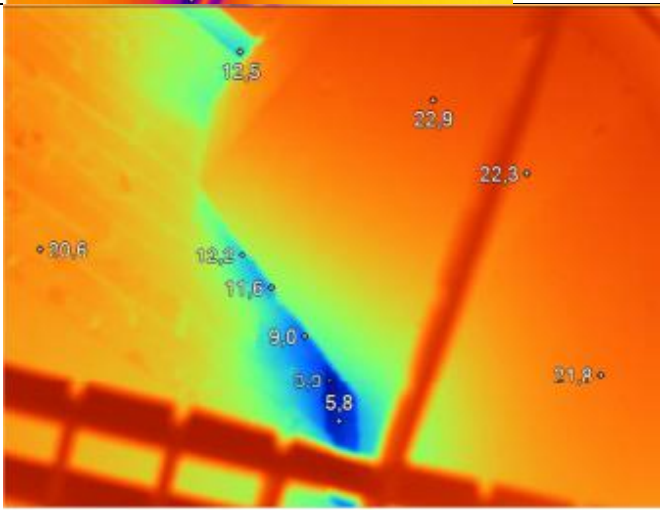
- Тепловизор Fluke Ti32;
- Термометр контактный ТК-5 с зондом влажности.

Результаты контрольных измерений сведены в таблицу 2.

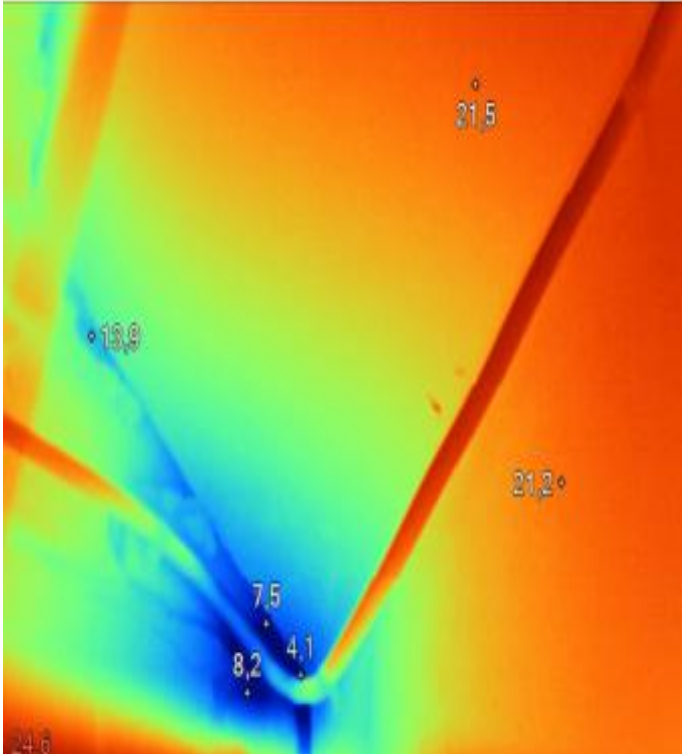
Таблица 2.2 – Термографическая съемка узлов примыкания несущих конструкций к наружному ограждению

При вязка констру кции	Дата проведе ния изыскан ий	Термографический снимок	Параметры наружного климата	Парамет ры внутреннего микроклима та помещений	Примечание
1	2	3	4	5	6
отм. +4.200 оси «А8/Д» 1 этаж	12 февраля		температура воздуха: -8,0°С влажность воздуха: 34,0%	температ ура воздуха: +26,0°С влажность воздуха: 14,0%	Негерметичное закрывание ворот. Наличие сквозных отверстий в наружном ограждении.

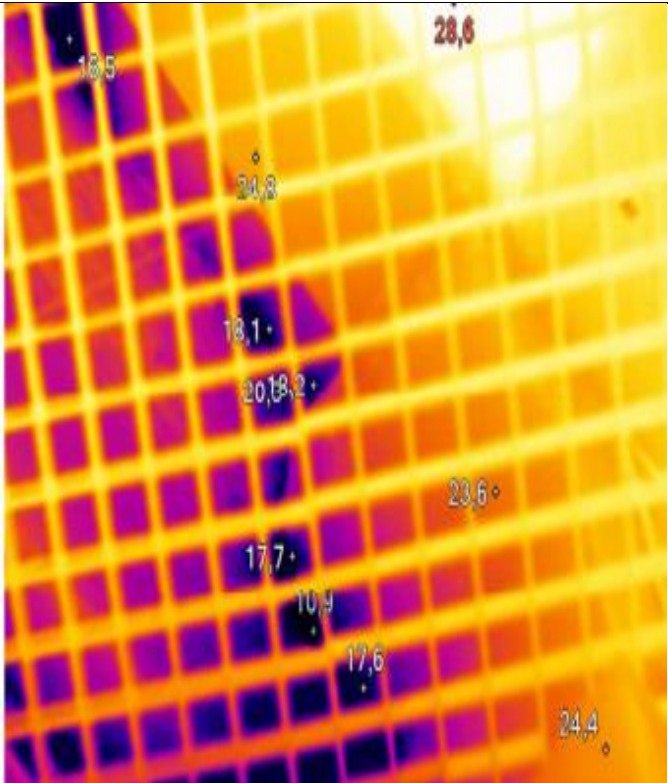
Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5	6
отм. +12.000 оси «А8/Д» 2 этаж	10 февраля		температур а воздуха: - 11,0°С влажность воздуха: 20,0%	темпера тура воздуха: +22,5°С влажность воздуха: 10,0%	Продуваемость температурного шва в кирпичной кладке.
отм. +12.000 оси «А8/Д» 2 этаж	10 февраля		температур а воздуха: - 11,0°С влажность воздуха: 20,0%	темпера тура воздуха: +20,4°С влажность воздуха: 10,6%	Продуваемость температурного шва в кирпичной кладке.

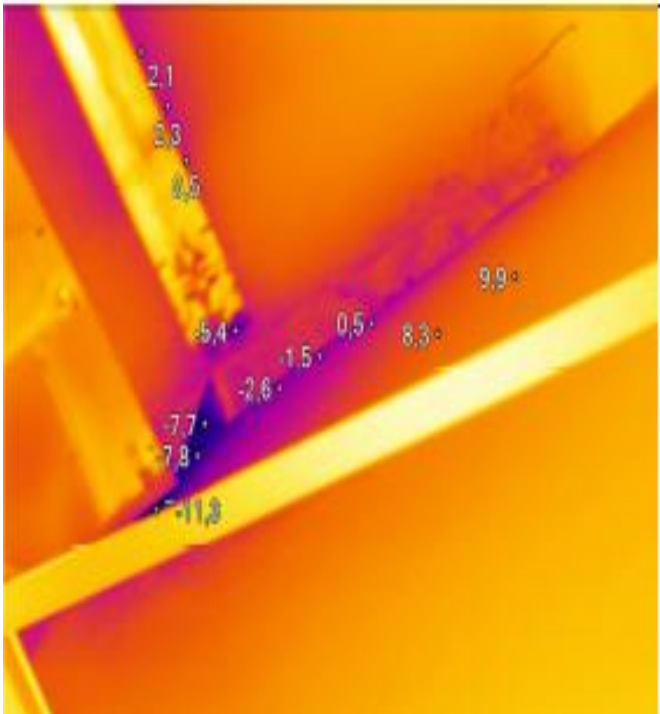
Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5	6
<p>отм. +12.000 оси «А4/Д» 2 этаж</p>	<p>10 февраля</p>		<p>температур а воздуха: - 11,0°C влажность воздуха: 20,0%</p>	<p>темпера тура воздуха: +20,0°C влажность воздуха: 10,0%</p>	<p>Продуваемость температурного шва в кирпичной кладке.</p>

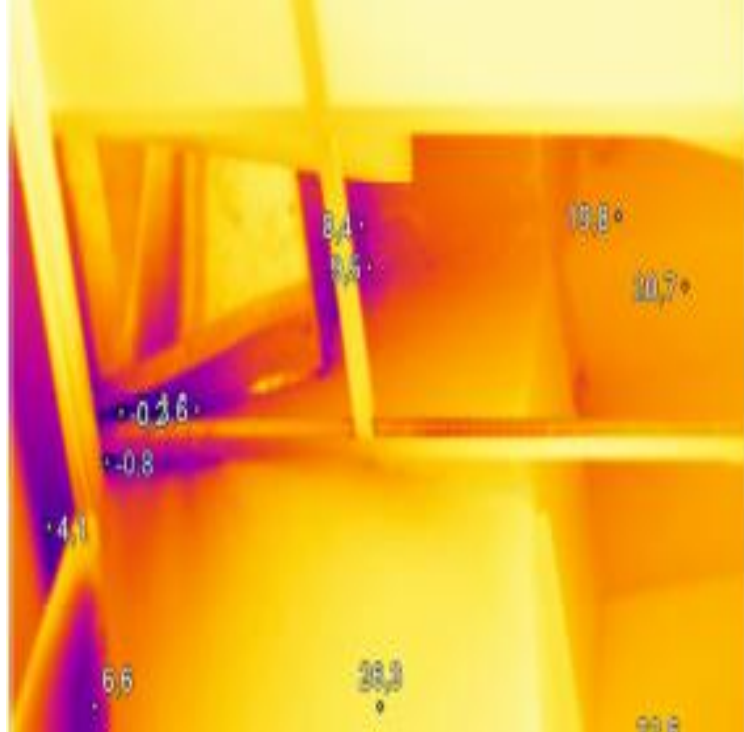
Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5	6
отм. +12.000 оси «Б3/Д» 2 этаж	10 февраля		температур а воздуха: - 11,0°C влажность воздуха: 20,0%	темпера тура воздуха: +21,6°C влажность воздуха: 9,0%	Продуваемост ь температурного шва в кирпичной кладке.

Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5	6
<p>отм. +16.900 оси «А8/Д» 3 этаж</p>	<p>6 февраля</p>		<p>температур а воздуха: -- 16,0°C влажность воздуха: 20,0%</p>	<p>темпера тура воздуха: +24,0°C влажность воздуха: 9,0% темпера тура воздуха под ПОТОЛКОМ: +15,0 °С</p>	<p>Низкое качество выполнения узла примыкания наружного ограждения к несущим конструкциям.</p>

Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5	6
<p>отм. +16.900 оси «А8/Д» 3 этаж</p>	<p>6 февраля</p>		<p>температур а воздуха: -- 16,0°C влажность воздуха: 20,0%</p>	<p>темпера тура воздуха: +28,0°C влажность воздуха: 9,0% темпера тура воздуха под ПОТОЛКОМ: +18,0 °C</p>	<p>Низкое качество выполнения узла примыкания наружного ограждения к несущим конструкциям.</p>

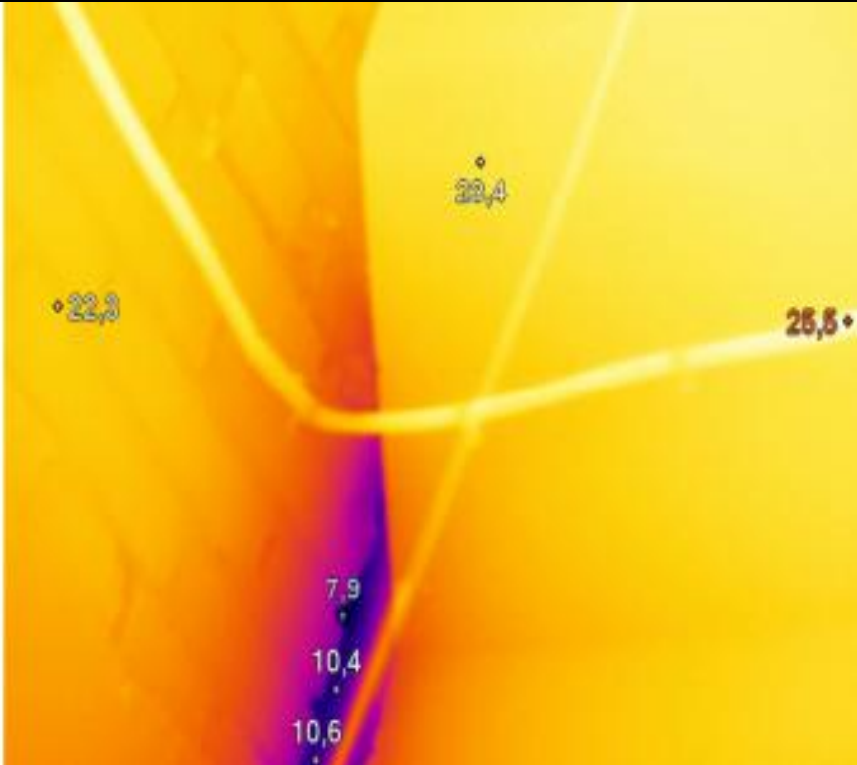
Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5	6
<p>отм. +6.000 оси «А4/Д» 2 этаж</p>	<p>07 февраля</p>		<p>температур а воздуха: - 23,0°C влажность воздуха: 12,0%</p>	<p>темпера тура воздуха: +17,0°C влажность воздуха: 9,0%</p>	<p>Отсутствие утепления подоконной части стены с наружной стороны.</p> <p>Отсутствие утепления подоконной части стены снаружи. Перепад между температурой окружающего воздуха и поверхностью стены составляет ~15°C</p>

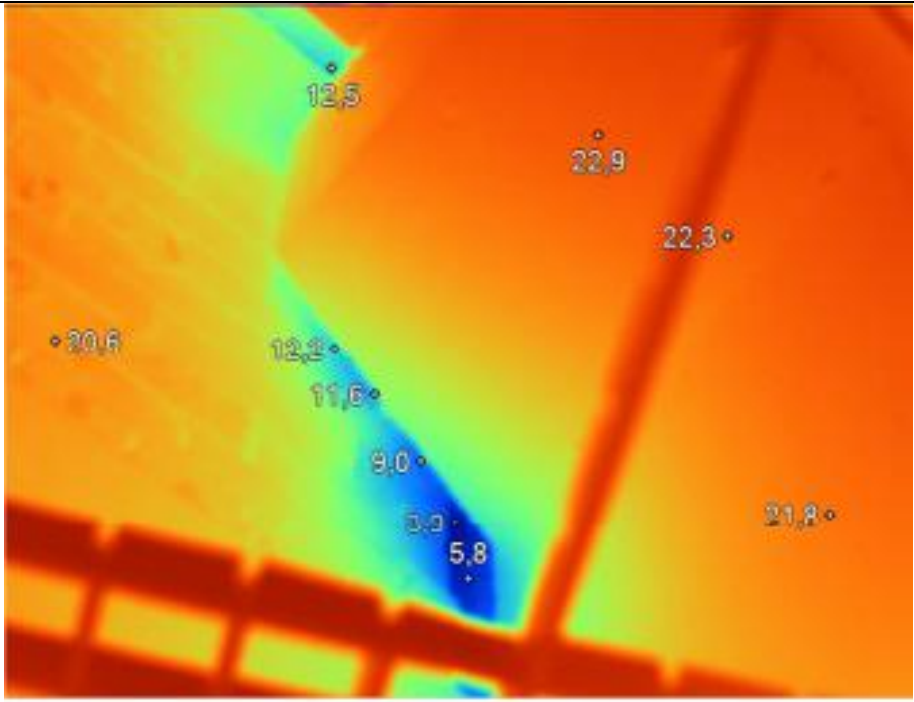
Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5	6
отм. +6.000 оси «А8/Д» 2 этаж	07 февраля		темпе ратура воздуха: - -23°C влажност ь воздуха: 12,0%	темпера тура воздуха: +17,0°C влажност ь воздуха: 9,0%	Отсутстви е утепления подоконной части стены с наружной стороны.

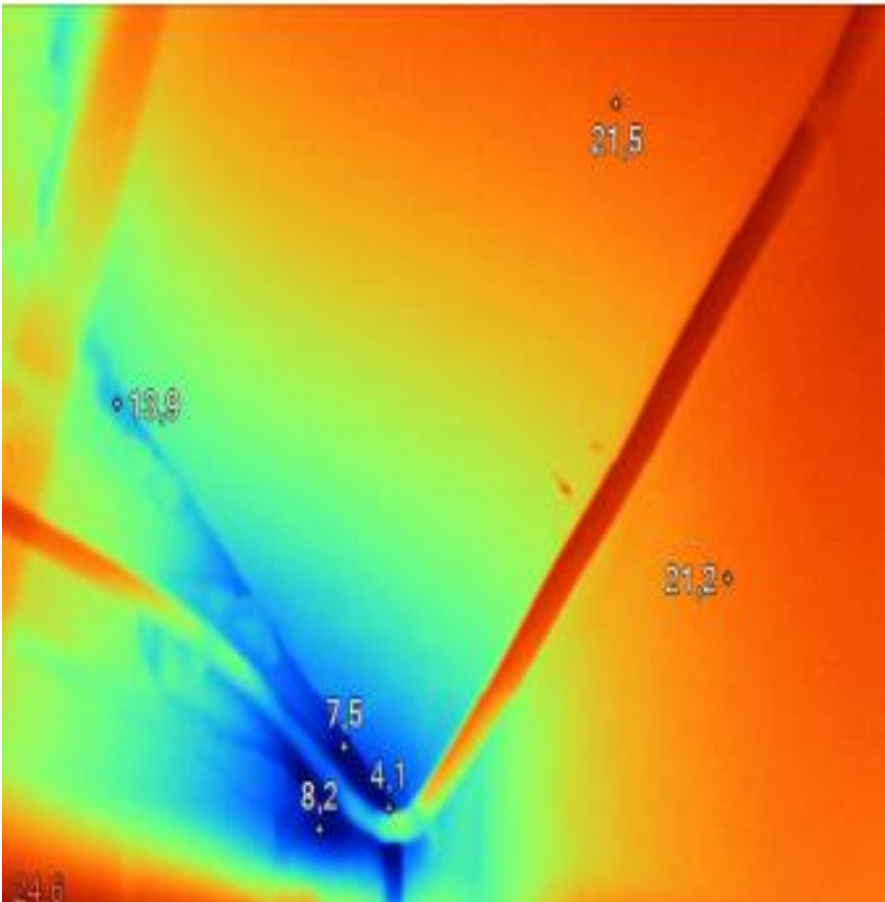
Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5	6
отм. +12.000 оси «А8/Д» 2 этаж	10 февраля		темпе ратура воздуха: - 11,0°С влажност ь воздуха: 20,0%	темпера тура воздуха: +22,5°С влажность воздуха: 10,0%	Продувае мость температурно го шва в кирпичной кладке.

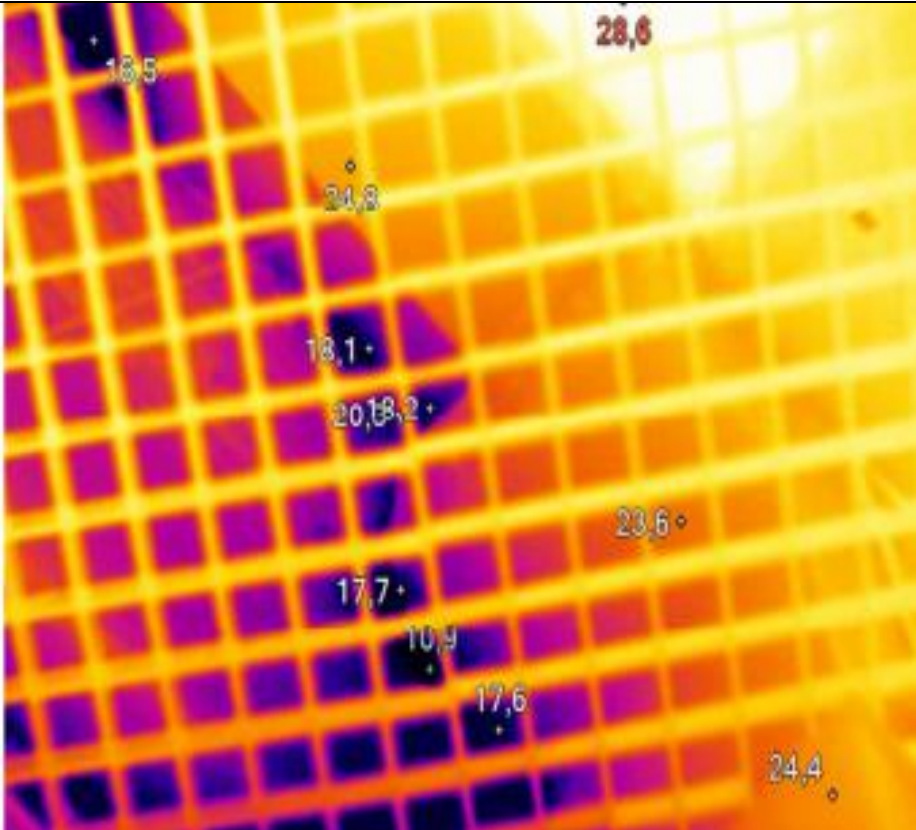
Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5	6
отм. +12.000 оси «А8/Д» 2 этаж	10 февраля		температура воздуха: - 11,0°С влажность воздуха: 20,0%	температура воздуха: +20,4°С влажность воздуха: 10,6%	Продуваемость температурного шва в кирпичной кладке.

Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5	6
отм. +12.000 оси «А4/Д» 2 этаж	10 февраля		темпе ратура воздуха: - 11,0°С влажност ь воздуха: 20,0%	темпера тура воздуха: +20,0°С влажност ь воздуха: 10,0%	Продувае мость температурно го шва в кирпичной кладке.

Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5	6
отм. +12.000 оси «Б3/Д» 2 этаж	10 февраля		темпе ратура воздуха: -11,0°C влажнос ть воздуха: 20,0%	темпер атура воздуха: +21,6°C влажност ь воздуха: 9,0%	Продува емость температур ного шва в кирпичной кладке.

Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5	6
отм. +6.000 оси «А4/Д» 2 этаж	07 февраля		темпе ратура воздуха: -23,0°C влажнос ть воздуха: 12,0%	темпер атура воздуха: +17,0°C влажност ь воздуха: 9,0%	Отсутст вие утепления подоконно й части стены с наружной стороны. Отсутствие утепления подоконно й части стены снаружи. Перепад между темпер.окр ужающего воздуха и поверхност ью стены составляет ~15°C.

2.3.3 Результаты обследования

Обследованием установлено:

1) Большинство узлов опирания балок перекрытий на консоли колонн имеют различные строительные дефекты, нарушающие их нормальную работу. Полный перечень дефектов с фотофиксацией приведен в разделе 2.4 Обследование консолей колонн (таблица А); В результате температурных деформаций здания образовались трещины в местах примыкания вертикальных ограждающих конструкций (самонесущих в пределах этажа стен и перегородок) к колоннам ввиду отсутствия конструктивного деформационного шва в местах сопряжения конструкций. Разрезка отделочных покрытий по полу в местах прохождения температурного шва присутствует, по вертикальным конструкциям отсутствует;

2) По результатам тепловизионного обследования установлено ненадлежащее качество выполнения теплоизоляции наружного ограждения в местах примыкания к несущим конструкциям в осях «А4/Д», «А8/Д», «Б3/Д» и «Б7/Д». Температурный перепад между температурой внутреннего микроклимата и поверхностью конструкции составляет максимально до $\sim 25^{\circ}\text{C}$. Параметры внутреннего микроклимата, наружного воздуха и термограммы представлены в таблице 2. Максимальные смещения балок перекрытий в продольном направлении наблюдаются именно по оси «Д»;

3) Отсутствует теплоизоляция в подоконной части наружной самонесущей стены. Фактические термограммы теплопотерь приведены в таблице Б. перепад между температурой поверхности утепленной части стены и неутепленной в среднем составляет $8-10^{\circ}\text{C}$ при температуре наружного воздуха -23°C . Кроме того наблюдаемая в конце января низкая температура воздуха (до -32°C) могла способствовать образованию трещин в этих стенах;

4) Величина защитного слоя арматуры консольных частей неподвижных балок по осям «А4», «А8», «Б3» и «Б7» колеблется от 70 мм до 110 мм, проектная величина защитного слоя составляет 40- 45 мм;

5) В результате температурных деформаций каркаса здания произошли смещения балок над витражными конструкциями 2-го этажа на отм. +10.750 в местах температурных консольных швов;

6) По продольной балке перекрытия 2-го этажа в осях «Г/Б7-Б8» на отм. +12.000 отмечены нормальные трещины по боковым граням и нормальные и усадочного характера по нижней грани. Нормальные трещины по боковым граням распространены по всей длине балки, расположены как в растянутой зоне, так и на всю высоту элемента. Нормальные трещины так же выявлены на второстепенной балке по оси «Б7/Б8» в окрестности главной балки. Кроме того, по участку плиты перекрытия в осях «Б7/ Б7/Б8 / Г-Д» образовались трещины «по конверту» от «Б7/Б8/Г к Б7/Д». Трещины по боковой поверхности балки совпадают с расположением поперечной арматуры. Защитный слой бетона основной арматуры сбоку 46 мм, основной снизу – 26 мм, хомутов сбоку – 25 мм, хомутов снизу 15 мм. Ранее некоторые трещины были затерты цементно-песчаным раствором, однако на данный момент раскрылись. Фотофиксация дефектов приведена в разделе фотоматериалы.

2.3.4 Рекомендация по результатам обследования

На основании данных, полученных в ходе обследования, можно сделать следующие выводы и рекомендации:

1) Необходимо разработать проектное решение ремонта бетона защитного слоя консольных частей колонн и придания узлу опирания податливости;

2) По отделочному покрытию и местам сопряжения колонн температурных консольных швов (оси «А4», «А8», «Б3» и «Б7») с

вертикальными конструкциями (самонесущие в пределах этажа стены и перегородки) рекомендуется выполнить разрезку и устроить деформационный шов, для исключения возможности образования новых дефектов и трещин;

3) Рабочие швы бетонирования колонн на отм. +16.000 (см. таблицу 1) необходимо расчистить от мусора и выполнить зачеканку образовавшейся полости безусадочным цементно-песчаным раствором марки М300;

4) Ликвидировать усадочные трещины по ремонтному покрытию в узлах, подвергшихся ремонту. Не допускать образования усадочных трещин по вновь ремонтируемым узлам. Соблюдать технологию ведения работ, рекомендованную производителем ремонтных смесей;

5) Несущие конструкции каркаса здания эксплуатируются в различных температурных режимах, максимальное продольное смещение балок перекрытий отмечено по наружному контуру здания (место наибольшего температурного перепада);

6) Выполнить ревизию узлов примыкания наружного ограждения к несущим конструкциям, восстановить теплоизоляционные свойства ограждающих конструкций;

7) Выполнить теплоизоляцию подоконного участка стен 2-го этажа в местах расположения балконов по существующему проектному решению;

8) По балке перекрытия 2-го этажа в осях «Г/Б7-Б8» на отм. +16.000 установить гипсовые маяки.

2.4 Выводы по главе 2

1. Металлические конструкции покрытия над ледовым полем находятся в нормативном состоянии. Фактическое исполнение конструкции соответствует принятым проектным решениям, работы элементов конструкции соответствует назначенной расчетной схеме.

2. Выявлены недостатки проекта: в месте устройства деформационных швов в перекрытии отсутствует вертикальный шов в ограждающих конструкциях. Недостаток проекта привел к образованию трещины в наружной стене.

3. Обнаружены повреждения консолей колонн с наибольшим отклонением по крайней оси Д, по которой установлено промерзание наружной ограждающей конструкции.

4. Железобетонные конструкции ледового дворца спорта имеют повреждения, обусловленные недостатком проекта и дефектами строительства.

Глава 3 Компьютерное моделирование температурного воздействия на элементы железобетонного каркаса ледового дворца спорта

3.1 Общие сведения о ПК ЛИРА (LiraSAPR2013)

Расчет был произведен в компьютерной программе LiraSAPR 2013. ПК ЛИРА (LiraSAPR2013) это многофункциональный программный комплекс для проектирования и расчета строительных и машиностроительных конструкций различного назначения. Реализованный метод расчета — метод конечных элементов(МКЭ). Выполняется расчет на статические (силовые и деформационные) и динамические воздействия. Производится подбор и проверка сечений стальных конструкций, армирование сечений железобетонных и сталежелезобетонных конструкций. Выдаются чертежи стадии «рабочий проект» марок КЖ, КМ. Множественные специализированные системы, позволяют моделировать работу массивов грунта, рассчитывать мостовые сооружения, моделировать работу сооружения в процессе монтажа, исследовать поведение конструкции под динамическими воздействиями во времени и многое другое.

3.2 Создание расчетной схемы

В расчетную модель объекта, подверженного температурному воздействию, включен один из температурных блоков ЛДС, расположенного в осях А1-Б1 (рисунок 2.1) с геометрическими размерами 18,32x43,48 м. Расчетная модель представляет собой пространственную схему, состоящую из вертикальных стоек, горизонтальных ребристых перекрытий с балочными плитами. Перекрытие задано на трех отметках.

Вертикальные стойки задавались на расчетной модели в виде стержней. Координаты, определяющие положение узлов назначаемых стержней, устанавливались на основании проектной документации на основании конструктивной схемы здания, а также с учетом результатов обследования.

Ребристое перекрытие в расчетной модели задавалось совокупностью конечных элементов в виде пластин, образованных триангуляцией по замкнутому контуру перекрытия неправильной формы, и стержней двух типов жесткостей (размеров), моделирующих главные и второстепенные балки. Конечные элементы плиты и стержней-балок задавались таким образом, чтобы узлы конечных элементов разных типов были совмещены на расчетной схеме. При назначении функции триангуляции по контуру перекрытия был принят шаг триангуляции равный 0,5м.

Для построения полноценной расчетной схемы также были заданы жесткости колонн, балок и плиты перекрытий и покрытия, наложены необходимые связи, выполнено 3 нагружения (1 – постоянная нагрузка (рисунок 3.1), 2 – временная полезная нагрузка (рисунок 3.2), 3 – температурные воздействия (рисунок 3.3)). Назначены следующие типы жесткостей:

- колонны – класс бетона В25, с соответствующим начальным модулям упругости $E_b=30000$ МПа, с размерами $b \times h=400 \times 400$ мм;

- плита балочного перекрытия – пластина, класс бетона В25, с соответствующим начальным модулям упругости $E_b=30000$ МПа, толщиной 200 мм;

- главные балки перекрытий – класс бетона В25, с соответствующим начальным модулям упругости $E_b=30000$ МПа, с размерами $b \times h=300 \times 600$ мм.

- второстепенные балки – класс бетона В25, с соответствующим начальным модулям упругости $E_b=30000$ МПа, с размерами $b \times h=400 \times 250$.

Связи назначались по каждой колонне по нижнему опорному узлу. Конструктивно жесткие узлы сопряжения колонн с фундаментом на расчетной схеме задавались в виде связей по продольным смещениям в направлении трех осей X,Y,Z и поворотам вокруг них.

3.3 Загружения в LiraSAPR2013

Загружение 1 от постоянных нагрузок задавалось с учетом собственного веса колонн и элементов перекрытия и покрытия (таблицы 3.1;3.2). Нагрузка от собственного веса несущих железобетонных конструкций колонн, балок и плит перекрытия принималось включением функции «добавить собственный вес». Нагрузка от собственного веса пола назначалась на основе сбора нагрузок (таблицы 3.1) и прикладывалась в виде внешней равномерно распределенной нагрузки на два перекрытия. Нагрузка от собственного веса покрытия, включая пароизоляционный, теплоизоляционный и гидроизоляционные слои определялись на основании сбора нагрузок (табл.3.2) и прикладывалась на расчетной схеме в виде равномерно распределенной нагрузки по всей площади покрытия.

Загружение 1

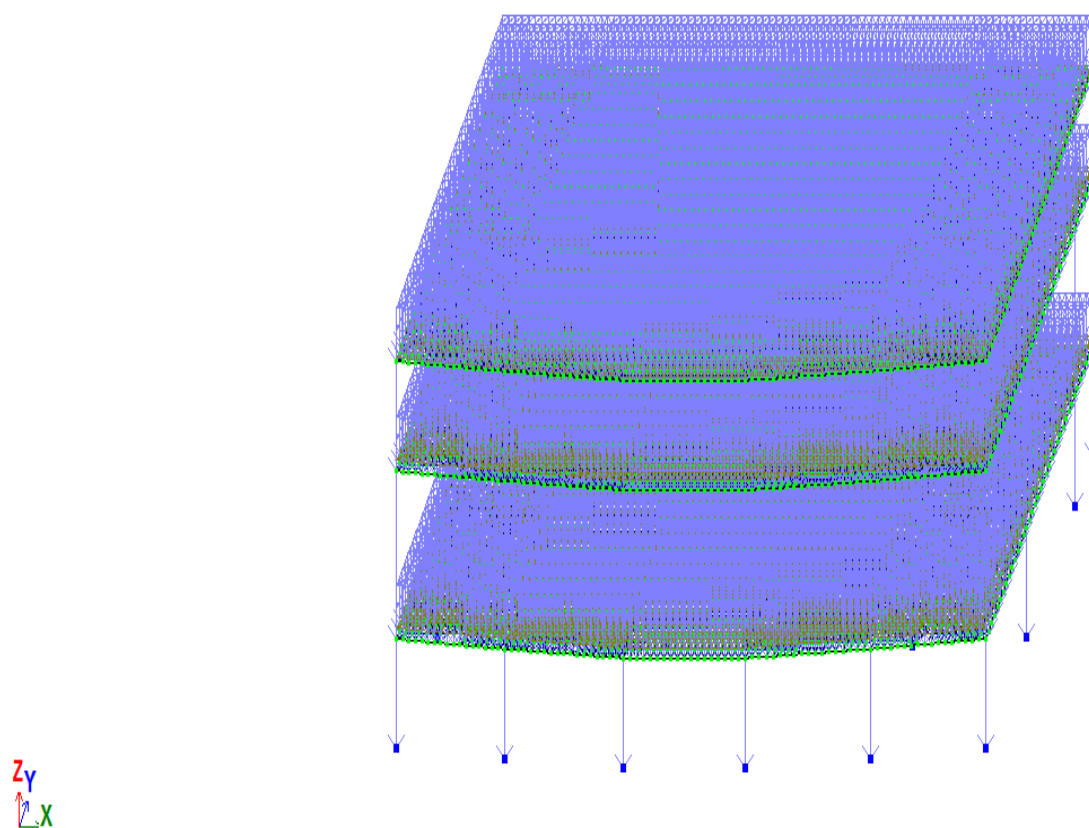


Рисунок 3.1 – Загружение 1 расчетной модели

Загрузка 2 сформировано при действии временных полезных нагрузок на перекрытия с нормативным значением 200 кг/ м2 (таблица 3.1) и временной снеговой нагрузки на покрытие с нормативным значением 240 кг/м2 (таблица 3.2), что соответствует IV снеговому району.

Загрузка 2

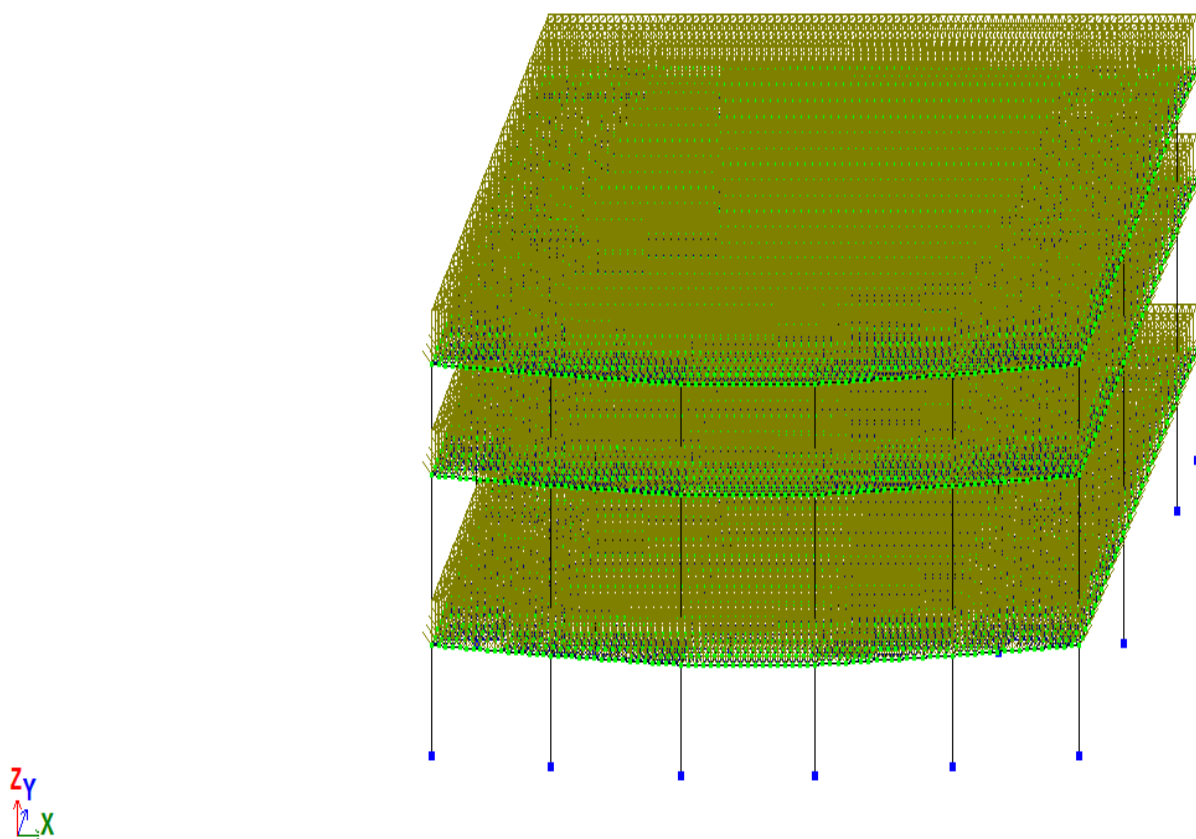


Рисунок 3.2 – Загрузка 2 расчетной модели

Загружение 3 задавалось с целью моделирования температурного воздействия, вызванного снижением температуры главных балок перекрытия, расположенных вдоль наружных стен. Результаты тепловизионного обследования, представленные в отчете по производственной практике(научно-исследовательской работе) 2 свидетельствуют о наличии локальных мест с разницей температуры до 25 градусов между внутренней поверхностью главных балок и воздухом внутри помещений выявленных в зимний период при температуре наружного воздуха -17°C и температурой микроклимата внутреннего воздуха $+16^{\circ}\text{C}$. Учитывая результаты обследования, потенциальную вероятность снижения температуры наружного воздуха в зимний период до -32 градусов, неравномерное распределение температуры по ширине сечения и длине элемента главной балки в качестве расчетного значения разницы температур принята величина $\Delta t = -10^{\circ}\text{C}$, соответствующие укорочению стержней с приложенным воздействием.

Загружение 3

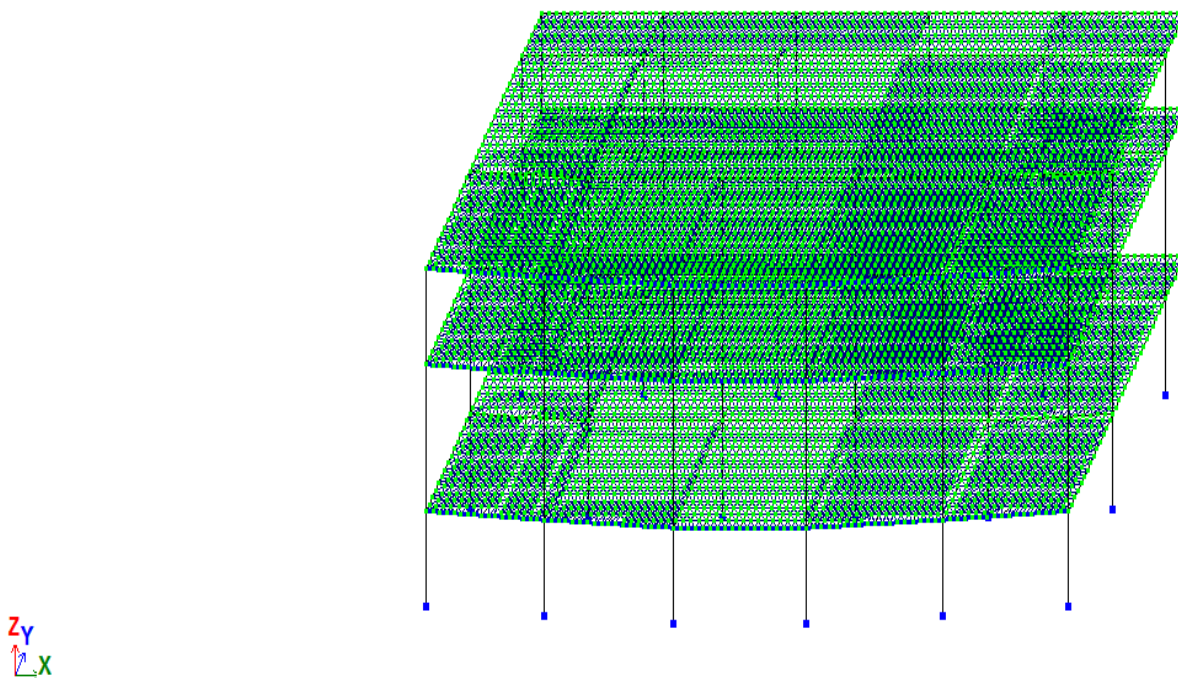


Рисунок 3.3 – Загружение 3 расчетной модели

3.4 Сбор нагрузок на плиты покрытия и перекрытий

Таблица 3.1 - Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м^2 перекрытия

Нагрузка	Норм. нагрузка, кН/м^2	Коэф. надёжнос ти по нагрузке	Расчет. нагрузка, кН/м^2
Постоянные			
Собственный вес плиты $0,2 \cdot 25 \cdot 1 = 5$	5	1,1	5,5
Конструкция пола:			
Керамогранит на цементно-песчаном растворе $0,025 \cdot 18 \cdot 1 = 0,45$	0,45	1,3	0,585
Цементно-песчаная стяжка $0,03 \cdot 20 \cdot 1 = 0,6$	0,6	1,3	0,78
Итого постоянная нагрузка	6,05		6,865
Временная	2	1,2	2,4
Полная	8,05		9,265

Таблица 3.2 - Нормативные и расчетные нагрузки на 1м² перекрытия покрытия

Нагрузка	Норм. нагрузка, кН/м ²	Коэф. надёжнос ти по нагрузке	Расчет. нагрузка, кН/м ²
Постоянные			
Собственный вес плиты $0,2 \cdot 25 \cdot 1 = 5$	5	1,1	5,5
Конструкция совмещенного покрытия:			
Пароизоляция	0,3	1,3	0,039
Теплоизоляция «ИЗОТЕК» $t_{из} = 120$ мм	0,18	1,3	0,234
Гидроизоляция (мембрана)			
Итого постоянная	5,48		5,773
Временная	2,4	1,4	3,36
Полная	7,88		9,133

3.5 Анализ результатов расчета

Результаты расчета оценивались по отдельности по каждому нагружению.

Предсказуемо, в нагружении 1 (постоянные нагрузки) и нагружении 2 (временные нагрузки) в колоннах возникли изгибающие моменты M_x , M_y , продольная сила N .

Смещение верхних точек расчетной схемы в продольном направлении от нагружения 1 и нагружения 2 не превысило 0,0416 мм. Отличительной особенностью нагружения 3 от нагружения 1 и 2 является появление значительных продольных сил вдоль продольной оси главной балки перекрытия, преимущественно по оси Д. По мере удаления от наружных стен продольные силы в главных балках уменьшаются и по последующей кольцевой координационной оси составляет 6-7% от усилий по оси Д. Величина продольной силы в экстремуме достигает 310 тонн и незначительно меняется по длине балочного элемента.

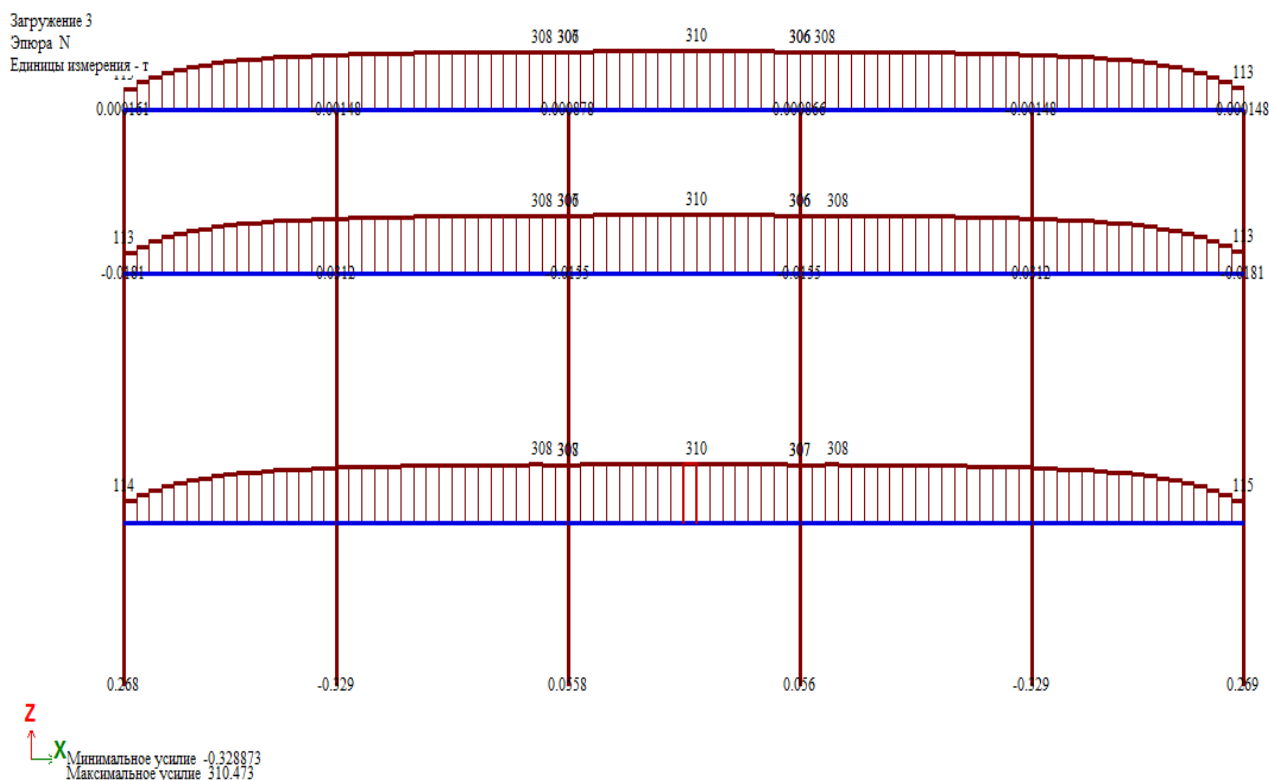


Рисунок 3.4 – Эпюра N в элементах оси Д от нагружения 3

Для сравнительной ориентировочной оценки полученных величин произведен расчет величины продольной силы N_{crc} , соответствующей образованию трещины, по СП 63.13330.2012 [17]. Класс бетона В25, с начальным модулем упругости $E_b=30000$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,55$ МПа.

$$N_{crc} = A_{red} \cdot R_{bt,ser}, \quad (3.1)$$

$$A_{red} = A + A_s \cdot \alpha + A'_s \cdot \alpha, \quad (3.2)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} \quad (3.4)$$

$$\alpha = \frac{200000}{30000} = 6,67$$

$$A_{red} = 300 \cdot 600 + 4 \cdot \frac{\pi \cdot 32^2}{4} \cdot 6,67 + 2 \cdot \frac{\pi \cdot 12^2}{4} \cdot 6,67 = 202965 \text{ мм}^2,$$

$$N_{crc} = 202965 \cdot 1,55 = 314596 \text{ Н} = 314,6 \text{ кН} = 31,5 \text{ т}$$

При загрузке 3 горизонтальное смещение верхних точек составляет 0,5мм с каждой стороны, что многократно превышает это значение от нагрузок в загрузке 1 и загрузке 2. Учитывая аналогичную работу температурных блоков, примыкающих к расчетным, прогнозируемая величина увеличения деформационного шва в уровне перекрытия и покрытия будет составлять удвоенное значение полученной величины.

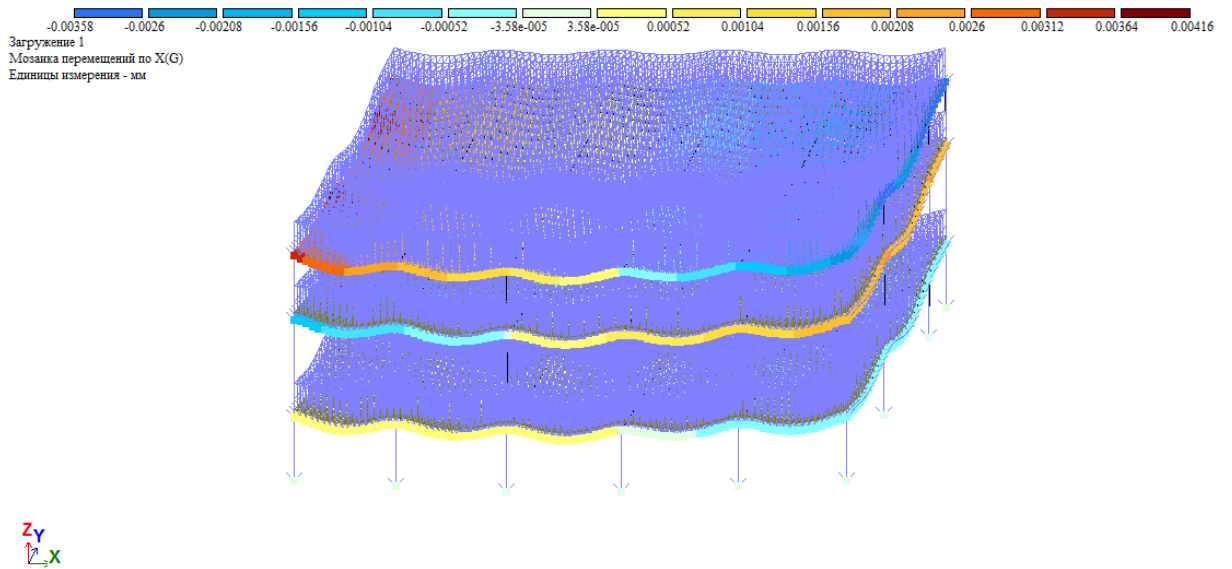


Рисунок 3.5 – Мозаика перемещений по оси X от загрузки 1

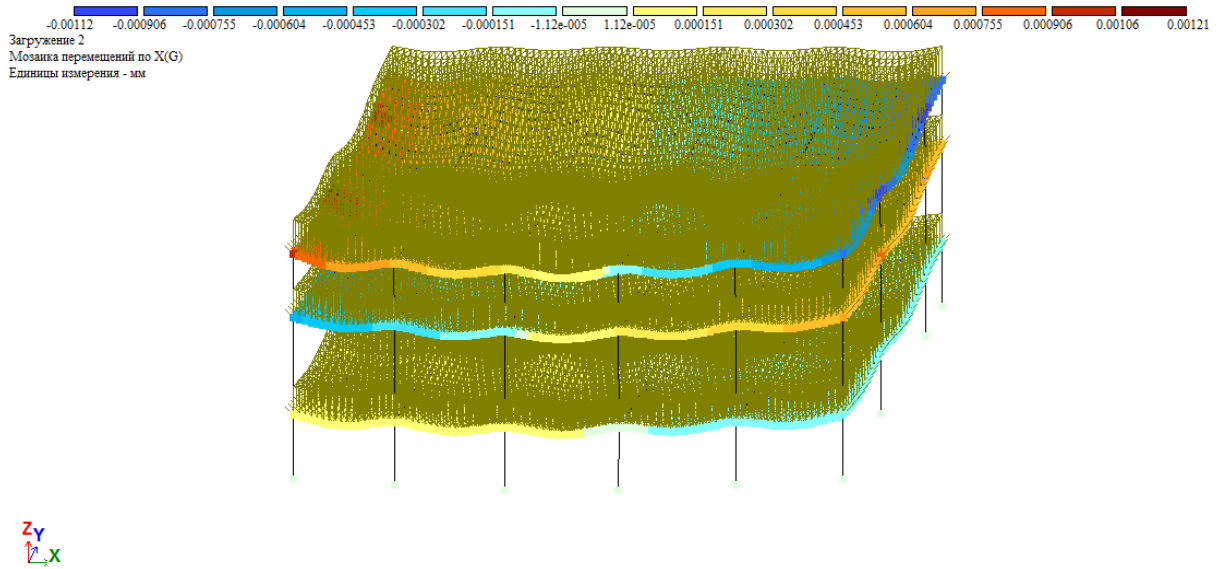


Рисунок 3.6 – Мозаика перемещений по оси X от загрузки 2

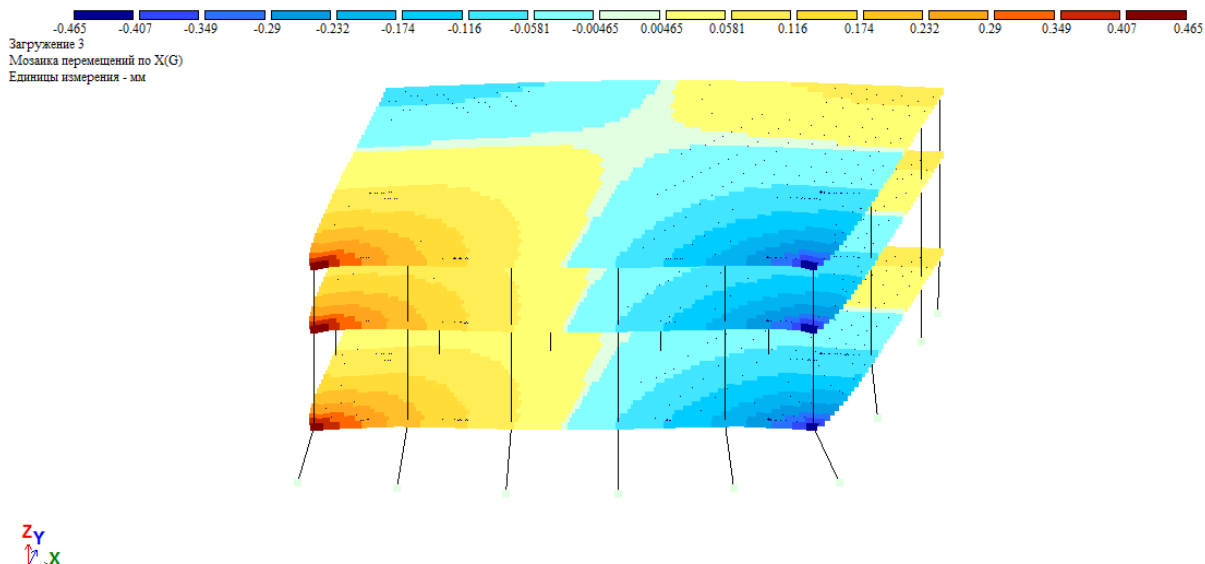


Рисунок 3.7 – Мозаика перемещений по оси X от загрузки 3

3.6 Выводы по главе 3

1. При температурном воздействии отмечаются существенные смещения главных балок в продольном направлении, что может являться обоснованием выявленных при обследовании смещении опорных участков элементов балок и трещин в наружных стенах около деформационного шва при наличии строительного дефекта, связанного с отсутствием вертикальной разрезки по ограждающим конструкциям.

2. Расчетным путем установлено, что промерзание ограждающих конструкций с локальным понижением температуры несущих конструкций перекрытий на отдельных участках приводит к возникновению усилий, превышающих трещинообразование, что соответствует характеру повреждений, отмеченных при обследовании ледового дворца спорта.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. По результатам визуального обследования установлены недочеты проекта ледового дворца спорта. В местах температурных деформационных швов в перекрытиях и покрытии обнаружены трещины в стенах не имеющих вертикальной разрезки.

2. Обследованием установлены отклонения при выполнении деформационных швов: узел опирания несущей конструкции перекрытий и покрытия со стороны податливого соединения омоноличен, что является существенным нарушением проектного решения при реализации. В отдельных местах не демонтирована опалубка в температурных швах, что нарушает нормальную работу конструкций деформационных блоков.

3. Тепловизионным обследованием установлены места промерзания наружных ограждающих конструкций подоконной части ниже конструкции витража. Отсутствие требуемого утепления в зимний период приводит к уменьшению температуры главной балки монолитного перекрытия, расположенной по крайней кольцевой оси. Компьютерное моделирование подтверждает предпосылку скалывания бетона консолей колонн при продольных смещениях концов главной балки.

4. Обеспечение работоспособности масштабных объектов, аналогичным ЛДС, возможно при учете требований нормативных документов при подготовке проекта и точной реализации при его строительстве. Результаты обследования и компьютерного моделирования в ПК Лира показывает, что нарушения по учету температурных воздействий могут возникнуть на любом этапе «жизненного цикла» объекта; последствия этих ошибок, как правило, значительны, а решения по устранению – трудоемкие и технически сложные.

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений (ред.): Федеральный закон от 30.12.2009 №384-ФЗ // Собрание законодательства. – 2009. – №384-ФЗ.
2. Кричевский, А.П. Расчет железобетонных инженерных сооружений на температурные воздействия/А.П.Кричевский. – М., 1984.- 148 с.
3. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния; введ. с 01.01.2014 – Москва: Стандартинформ, 2014 – 59 с.
4. Карпенко, Н.И. О современных методах обеспечения долговечности железобетонных конструкций / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко, В.Н. Ярмаковский, В.Т. Ерофеев // Academia. Архитектура и строительство. – 2015. – № 1. – С. 93–103.
5. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – С. 92–126.
6. ГОСТ 31384-2008. Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии. – Взамен ГОСТ 31384-2008; введ. с 01.03.2018 г. – Москва: Стандартинформ, 2018. – 53 с.
7. ГОСТ 25192-2012. Бетоны. Классификация и общие технические требования. – Взамен ГОСТ 25192-82; введ. с 01.07.2013 – Москва: Стандартинформ, 2013 – 10 с.
8. ГОСТ 27006-86. Бетоны. Правила подбора состава; введ. с 01.01.1987 – Москва: Стандартинформ, 2006 – 7 с.
9. ГОСТ 26633-2015. Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия. Технические условия. – Взамен ГОСТ 26633-2012; введ. с 01.09.2016 – Москва: Стандартинформ, 2017 – 15 с.
10. ГОСТ 7473-2010. Смеси бетонные. Технические условия. – Взамен ГОСТ 7473-94; введ. с 01.01.2012 – Москва: Стандартинформ, 2018 – 23 с.

11. ГОСТ 18105-2010. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности. – Взамен ГОСТ Р 53231-2008, ГОСТ 18105-86; введ. с 01.09.2012 – Москва: Стандартинформ, 2012 – 15 с.
12. ГОСТ 10060-2012. Бетоны. Методы определения морозостойкости. – Взамен ГОСТ 10060.0-95, ГОСТ 10060.1-95, ГОСТ 10060.2-95, ГОСТ 10060.3-95, ГОСТ 10060.4-95; введ. с 01.01.2014 – Москва: Стандартинформ, 2018. – 23 с.
13. ГОСТ 13015-2012. Изделия бетонные и железобетонные для строительства. Общие технические требования. Правила приемки, маркировки, транспортирования и хранения.
14. ГОСТ 5781-82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия (с Изменениями №1, 2, 3, 4, 5) – Взамен ГОСТ 22690-2008; введ. с 01.04.2016 – Москва, Стандартинформ, 2016 – 23 с.
15. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*: нормативно-технический материал. – Москва, 2017. – 86 с.
16. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями №1 и 2): нормативно-технический материал. – Москва, 2012. – 68 с.
17. Строительные правила: СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-85 (с Изменением №1): нормативно-технический материал. – Москва, 2013. – 59 с.
18. Лужин, О.В. Обследование и испытание сооружений: Учеб.для вузов / О.В. Лужин, А.Б. Злочевский, И.А. Горбунов и др.; под. ред. О.В. Лужина. – Москва: Стройиздат, 1987. – 263 с.
19. Землянский, А.А. Обследование и испытание зданий и сооружений: Учебное пособие / А.А. Землянский. – Москва: АСВ, 2004. – 240 с.

20. Калинин, В.М. Обследование и испытание конструкций зданий и сооружений: Учебник / В.М. Калинин, С.Д. Сокова, А.Н. Топилин. – Москва: ИНФРА-М, 2011. – 336 с.
21. Калинин, В.М. Оценка технического состояния зданий: Учебник [Текст] / В.М. Калинин, С.Д. Сокова. – Москва: ИНФРА-М, 2010. – 268 с.;– 268 с.
22. Корсун, В.И., Корсун, А.В. Влияние масштабного фактора и повышенных температур на прочность и деформации высокопрочного модифицированного бетона / В.И.Корсун, А.В.Корсун. – Вестник МГСУ. – 2014. – № 3. – С. 179-188.
23. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Надземные конструкции и сооружения / Харьковский Промстройниипроект, НИИЖБ – Москва: Стройиздат, 1992. – 191 с.
24. Голышев, А.Б. Усиление несущих железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований / А.Б. Голышев, П.И. Кривошеев, П.М. Козельский и др. – Киев: Логос, 2004. – 219 с.
25. Руфферт, Г. Дефекты бетонных конструкций / Г. Руфферт; пер. с нем. И.Г. Зеленцова, под ред. В.Б. Семенова. – Москва: Стройиздат, 1987. – 111 с.
26. Карпенко, Н.И., Ярмаковский В.Н., Кадиев Д.З. Влияние влажности бетона на диаграммы его деформирования под нагрузкой при низкой отрицательной (до -70°C) температуре / Н.И. Карпенко, В.Н. Ярмаковский, Д.З. Кадиев / Строительные материалы. – 2017. – №6. – С. 10-13.
27. Филиппов, В.А. Определение напряженно-деформированного состояния бетона в зоне внутреннего анкера непрерывно армированного нижнего пояса предварительно напряженной рамы при отпуске натяжения арматуры с применением программного

- комплекса «Лира 9.4» /В.А. Филиппов. Современные наукоемкие технологии. – Тольятти, 2014. – № 9. – С. 47-51.
28. Коваль, С.Б., Молодцов М.В. Температурные деформации бетона /С.Б. Коваль, М.В. Молодцов / Вестник Южно-Уральского государственного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2012. – № 38 (297). – С. 23-25.
29. Korsun, V.I., Korsun, A.V. The influence of elevated temperatures and the scale effect on strength and strains of high performance concrete / V.I. Korsun, A.V. Korsun // Improving Performance of Concrete Structures 2014. – 2014. – pp. 849-852.
30. Korsun, V.I. Stress-strain state of concrete structures in thermal actions /V.I. Korsun// Donabas National Academy of Civil Engineering and Architecture, Ukraine. – 2013. – 153 p. ISBN 966-7477-38-X.
31. EN ISO 13786:2007 Thermal performance of building components – Dynamic thermal characteristics - Calculation methods [el.r.]. – <https://dwg.ru/dnl/12317> (date of access: 24.04.2015).
32. FOR RECTANGULAR HOLLOW SECTION (RHS) JOINTS UNDER PREDOMINANTLY STATIC LOADING Jeffrey A. Packer, Jaap Wardenier, Xiao-Ling Zhao, Addie van der Vegte and Yoshiaki Kurobane, 2018 [el.r.]. – <https://dwg.ru/dnl/12318> (date of access: 27.09.2017).
33. The Design of Prestressed Concrete Bridges Concepts and principles, Robert Benaim, 2017 [el.r.]. – <https://dwg.ru/dnl/12318> (date of access: 07.11.2017).