



Министерство образования Республики Беларусь
Белорусский национальный технический университет

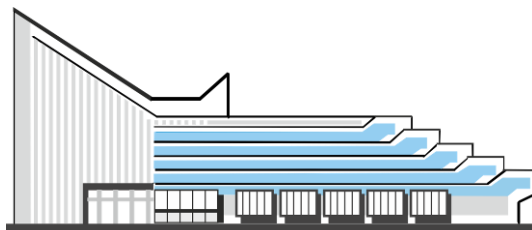


С т р о и т е л ь н ы й ф а к у л ь т е т

**СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ
РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Материалы
78-й студенческой
научно-технической конференции

Электронное научное издание



Минск
БНТУ
2022

Редакционная коллегия:

В. В. Бондарь – канд. техн. наук, зав. кафедрой «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецоляда»;

В. Ф. Зверев – канд. техн. наук, профессор кафедры «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецоляда»;

А. А. Хотько – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецоляда»

Составители:

А. А. Хотько – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецоляда»

Рецензенты:

А. Е. Шилов – канд. техн. наук, доцент кафедры «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецоляда»;

Е.Ю. Давыдов – доктор техн. наук, профессор кафедры «Строительные конструкции им. д.т.н., профессора Т.М.Пецоляда»

Сборник содержит материалы 78-й студенческой научно-технической конференции. В издании освещены материалы пленарного заседания, исследующие проблемы проектирования, конструирования и обследования железобетонных конструкций.

Предназначено для научно-педагогических работников, студентов, магистров и аспирантов.

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Быков Д.А. Конструктивные схемы оболочек башенных градирен: обзор.....</i>	<i>2</i>
<i>Гриб П.И. Особенности назначения сроков службы зданий по ТНПА разных стран.....</i>	<i>10</i>
<i>Деревянко Е.А. К вопросу защиты конструкций подземных сооружений от заморозания и увлажнения.....</i>	<i>18</i>
<i>Козловский А.В., Матяш Р.В. Рациональные варианты конструирования стыков арматурных каркасов по высоте в монолитных железобетонных колоннах многоэтажных зданий</i>	<i>22</i>
<i>Кунцевич М.В. Проектирование несущих конструкций покрытия лаунж-зоны на берегу водоёма на территории профилактория БНТУ.....</i>	<i>27</i>
<i>Марушкевич Д.В., Тарасевич Е.В. Анализ эффективности применения малоуклонных железобетонных плит 2Т.....</i>	<i>34</i>
<i>Парнов А.В. Проектирование всесезонного крытого манежа для катания на беговых лыжах</i>	<i>38</i>
<i>Хотько Е.А. Усиление растянутой зоны многпустотных железобетонных плит установкой дополнительной композитной арматуры</i>	<i>46</i>

Конструктивные схемы оболочек башенных градирен: обзор

Быков Д.А.

Научный руководитель – Бондарь В.В.

Белорусский национальный технический университет

Введение. Интенсивное развитие мировой теплоэнергетики тесно связано с необходимостью решения проблемы промышленного водоснабжения тепловых и атомных электростанций (ТЭС и АЭС). Современная ТЭС (АЭС) на 1 млн кВт мощности использует в год 12...15 млрд м³ воды, или 200...250 м³/с. Обеспечение электростанции таким количеством воды, особенно при строительстве их в вододефицитных районах европейской части Российской Федерации, в Республике Беларусь, Европе, не представляется возможным. Кроме того, отработанная вода имеет температуру на 15...20 °С выше естественной, и сброс подогретой воды в водоемы приводит к их тепловому загрязнению и нарушению экологического равновесия. Поэтому на современных ТЭС и АЭС как в России и Беларуси, так и за рубежом, применяется замкнутая оборотная система промышленного водоснабжения с охлаждением отработанной воды с помощью градирен, решающих актуальные проблемы повышения мощности энергоблоков, охраны окружающей среды и сбережения водных ресурсов.

Градирнями называются аппараты или установки, предназначенные для охлаждения воды путем разбрызгивания ее в потоке воздуха, движение которого создается за счет естественной тяги (в башенных градирнях) или с помощью вентиляторов (в вентиляционных градирнях).

Современные градирни представляют собой, с одной стороны, сложные в инженерном отношении дорогостоящие сооружения, а с другой — мощные теплообменные аппараты, предназначенные для охлаждения отработанного в турбоустановках пара и рассеивания сбросного тепла электростанций в атмосфере, от правильности выбора параметров которых зависят эффективность капитальных вложений и экономичность работы основного энергетического оборудования электростанций.

В системах охлаждения с градирнями наибольшее распространение получили испарительные башенные противоточные градирни с естественной тягой.

Башенные градирни экономичны и долговечны, их можно сооружать большой мощности, благодаря чему экономится застраиваемая территория.

Наряду с указанными областями применения башенных градирен, они входят также в оборотные системы водоснабжения предприятий металлургической, химической промышленности и т.п.

Конструктивные элементы башенных градирен. Основными конструктивными элементами башенной градирни являются (рис. 1):

а) вытяжная башня, состоящая из опорной колоннады с фундаментом и оболочки (оболочка служит для создания тяги воздуха, поступающего в окна между стойками колоннады);

б) водоохлаждающее устройство, состоящее из оросительной и воздухораспределительной систем, создающих равномерный капельный поток по всей площади сечения башни;

в) подземные конструкции — фундамент вытяжной башни и водосборный бассейн, из которого забирается охлажденная вода.

Наиболее ответственными и дорогостоящими конструкциями в башенной градирне являются вытяжные башни, стоимость которых составляет около половины стоимости современного башенного охладителя.

На энергетических и промышленных объектах сооружаются градирни как с железобетонными, главным образом монолитными, так и с металлическими каркасно-обшивными вытяжными башнями. Кроме того, перспективными являются разработанные в последние годы конструктивные решения вантовых градирен, оболочка которых образуется диагональными и меридиональными вантами, прикрепленными через подвесное кольцо жесткости к центральному пилону [1], а также многосекционные градирни и новое поколение сборных железобетонных градирен. В Российской Федерации и в Республике Беларусь башенные градирни средней производительности (до 50 тыс. м³/ч)

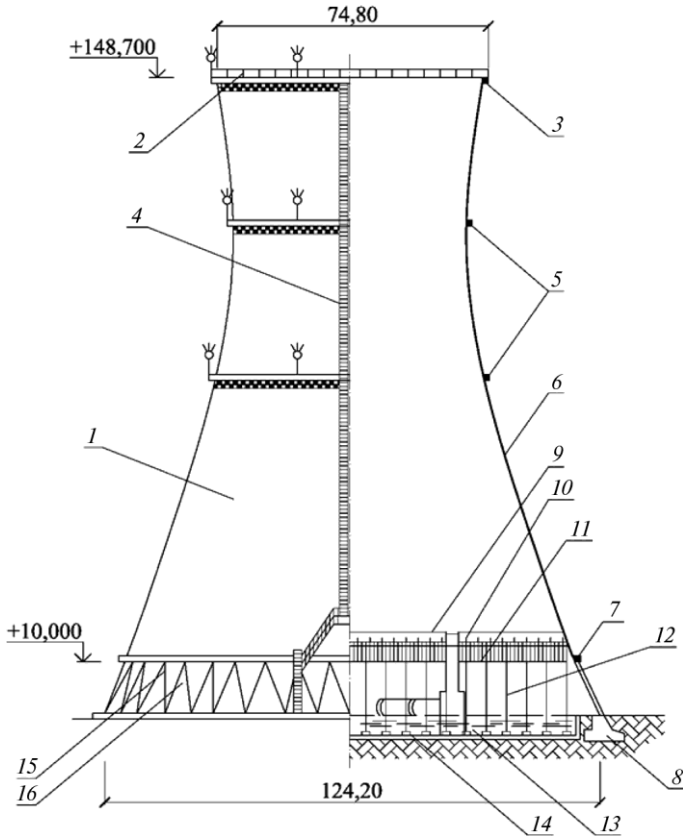


Рис. 1 - Схема башенной градирни: 1 — вытяжная башня; 2 — молниезащита; 3 — верхнее кольцо жесткости; 4 — лестница; 5 — кольцо жесткости; 6 — стенка оболочки; 7 — нижнее опорное кольцо; 8 — фундамент башни; 9 — водоуловитель; 10 — водораспределительное устройство; 11 — ороситель; 12 — каркас оросителя; 13 — водосборный бассейн; 14 — днище бассейна; 15 — опорная колоннада; 16 — воздухоходные окна

площадью орошения 1100, 1600, 2300, 3200 м² сооружают с металлическими каркасно-обшивными и железобетонными вытяжными башнями (градирни площадью орошения 1100 м² из железобетона не сооружаются), башенные градирни большой производительности

(свыше 50 тыс. м³/ч) площадью орошения 5300, 7100, 10000, 18000 м² — только с железобетонными вытяжными башнями.

Все более широкое распространение башенные градирни находят на энергетических объектах и во многих зарубежных промышленно развитых странах, при этом башенные градирни площадью орошения до 1000 м² сооружают с каркасно-обшивными башнями, имеющими форму усеченной многогранной пирамиды, площадью 1000...2000 м² — с монолитными железобетонными коническими, цилиндрическими и гиперболическими вытяжными башнями, а площадью 2500...6000 м² и выше — только с монолитными железобетонными гиперболическими башнями.

При проектировании и строительстве железобетонных башенных градирен необходимо считаться со сложными условиями, в которых они эксплуатируются, а именно: высокой влажностью внутри сооружения, разностью температур внешней и внутренней среды, резкими, особенно в зимнее время, перепадами температуры в местах входа наружного воздуха в градирню и выхода отработанного воздуха из башни. Эти обстоятельства обуславливают повышенные требования к бетонам, применяемым в конструкциях градирен, к качеству производства работ, а также территориально ограничивают районы возможного строительства железобетонных башенных градирен. В зависимости от интенсивности воздействия внешней среды конструкции башенных градирен подразделяются на 2 зоны: 1-я зона — вытяжная башня, каркас оросительного устройства, стенка водосборного бассейна; 2-я зона — плита кольцевого фундамента и днище водосборного бассейна. Конструкции 1-й зоны в период эксплуатации находятся в более тяжелых условиях, чем конструкции 2-й зоны.

В проектах железобетонных башенных градирен указывают проектный класс бетона на сжатие, проектные марки по морозостойкости и водонепроницаемости, вид и марку цемента, водоцементное отношение и др. Как правило, для оболочки, опорного кольца, стенок кольцевого фундамента и сборных железобетонных элементов градирен применяют сульфатостойкий портландцемент [2]. К бетонам градирен предъявляются требования, изложенные в табл. 1.

Для армирования железобетонных конструкций башенных градирен применяют стержневую арматуру классов S500 и S240. Минимальная толщина защитного слоя для рабочей арматуры в монолитных конструкциях градирен — 25 мм.

Таблица 1

Требования, предъявляемые к бетонам градирен

Зона конструкций градирни	Проектные характеристики бетона			
	Марка по морозостойкости	Марка по водонепроницаемости	Класс по прочности на сжатие	Водоцементное отношение В/Ц
1-я	F300	W8	C20/25*	0,4
2-я	F150	W6	C12/15	0,5**

* Для сборных элементов конструкции – C25/30.

** Для бетона днища бассейна в случае применения пуццоланового портландцемента или шлакопортландцемента – 0,45.

Конструктивные формы оболочек вытяжных башен. Вытяжные башни обеспечивают постоянную тягу воздуха через оросительные устройства. В состав конструкции вытяжной башни входят оболочка с нижним опорным и верхним, а возможно и с промежуточными, кольцами жесткости, опорная колоннада, фундамент.

В зависимости от формы оболочки (характера ее срединной поверхности) железобетонные вытяжные башни разделяются на гиперболические (*a*), биконические (*b*), биконические с цилиндрической вставкой (*в*), цилиндрические (*г*) и конические (*д*) (рис. 2).

Наиболее распространены вытяжные башни с оболочками, имеющими форму гиперблоида вращения, так как они имеют хорошие аэродинамические показатели, что весьма существенно для градирен с естественной тягой воздуха. Срединные поверхности гиперболических оболочек имеют плавные изменения кривизны и направлений касательных, что устраняет концентрацию напряжений (исключение составляют приконтурные зоны).

Биконические и биконические со вставкой вытяжные башни по аэродинамическим показателям близки к гиперболическим. Их появление обусловлено стремлением найти достаточно приемлемое решение сооружения из сборного железобетона. Недостаток этих форм –

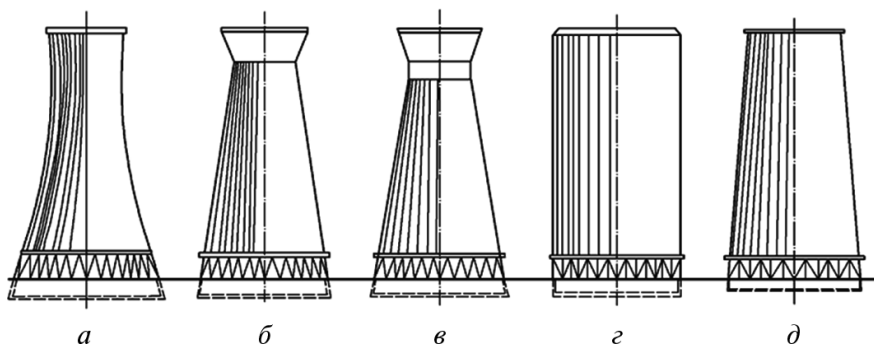


Рис. 2 - Разновидности форм оболочек вытяжных башен

резкие переломы в меридиональном направлении, что способствует значительной концентрации напряжений в местах сопряжения оболочек. Это приводит к тому, что такую форму придают относительно небольшим градирням, в основном вентиляторным.

Вытяжные башни с оболочкой цилиндрической формы наиболее просты с точки зрения их возведения или разрезки на сборные элементы, но имеют худшие аэродинамические показатели. Расход материалов на монолитную железобетонную цилиндрическую вытяжную башню примерно в 1,2...1,5 раза больше, чем на гиперболическую башню такой же производительности.

Фундаменты вытяжных башен обычно делают из монолитного железобетона, опорную колоннаду – из сборного железобетона, а оболочка может быть, как из монолитного, так и из сборного железобетона.

Наибольшее распространение в мировой практике получили железобетонные градирни, выполняемые с оболочкой гиперболической формы из монолитного или сборного (в меньшей степени) железобетона. Широкое применение именно монолитного железобетона в оболочках башенных градирен объясняется отсутствием чувствительных к агрессивным воздействиям внешней среды стыковых соединений и швов, что положительно влияет на долговечность сооружения.

Заключение. Конструктивные схемы оболочек вытяжных башенных градирен хорошо описаны в научно-технической литературе [3]. Достаточно подробно рассмотрена геометрическая конфигурация, узлы сопряжения железобетонных элементов. Представлены также типовые решения по армированию оболочек, применению тех или

иных видов бетонов, различных методов возведения конструкций оболочек.

Вместе с тем, следовало бы обратить внимание на тот факт, что действующие в Республике Беларусь нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций, в частности, СП 5.03.01-2020 [5] и ТКП EN 1992-1-1-2009* [4], хоть и распространяются на различные виды сооружений, в том числе и на оболочки вытяжных башенных градирен, не содержат конкретные рекомендации по их расчету и проектированию в условиях Республики Беларусь.

В то же в нашей стране есть такие сооружения, построенные еще во времена СССР, а также появляются новые, например, в составе первой Белорусской АЭС рядом с городом Островец в Гродненской области. Проект для данного объекта был разработан Российской ОАО НИАЭП – ЗАО «Атомстройэкспорт» по нормам Российской Федерации, которые на территории Республики Беларусь не действуют. Данный факт обусловлен несколькими причинами: отсутствием опыта белорусских подрядчиков и проектировщиков по строительству подобных объектов; отсутствием научно-технической, специальной, учебно-методической литературы по проектированию и расчету таких объектов по новым нормам Беларуси.

С учетом вышеизложенного, а также с учетом интенсивного развития атомной и теплоэнергетики Республики Беларусь, управляющим и законодательным органам нашей страны в области строительства следовало бы инициировать разработку необходимых изданий, пособий, а также дополнительных научных исследований по указанной тематике в рамках ГПНИ, ВНТК и др.

Список использованных источников

1. Джуринский М.Б., Мете М.О., Дубовик Г.И., Чумаченко В.Г., Козловский А.Л. Особенности проектирования и строительства вантовых башенных градирен. Обзорная информация. Сер. 1. Тепловые электростанции. Теплофикация и тепловые сети. Вып. 4. М. : Информэнерго, 1987. 56 с.
2. Инструкция по возведению монолитных железобетонных труб и башенных градирен. ВСН 430—82 / Минмонтажспецстрой СССР. М.: Строй- издат,1983. 84 с.

3. Инженерные сооружения башенного типа, технологические эстакады и опоры линий электропередачи: учебное пособие / А.И. Бедов, А.И. Габитов; М-во образования и науки Рос. Федерации, Нац. исследоват. Моск. гос. строит. ун-т. — Москва: Изд-во Моск. гос. строит. ун-та, 2017. — 328 с. ISBN 978-5-7264-1617-5
4. ТКП EN 1992-1-1-2009*. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. — Введ. 01.01.2010. — Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2015. — 205 с.
5. СП 5.03.01-2020. Бетонные и железобетонные конструкции. — Введ. 16.11.2020. — Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2020. — 236 с.

Особенности назначения сроков службы зданий по ТНПА разных стран

Гриб П.И.

Научный руководитель - Шилов А. Е.

Белорусский национальный технический университет

Термин «срок службы» является ключевым при проектировании, оценке долговечности зданий и сооружений. Поэтому понятие «срок службы» отечественными и зарубежными нормами координируется и назначается с учетом периодов эксплуатации здания. В работах [1], [2] достаточно подробно и доступно приведена информация об аспектах нормирования (назначения) сроков службы зданий, положенная в основу настоящей статьи.

Еще на этапе проектирования следует определиться: либо иметь большие капитальные вложения в долговечность элементов здания и небольшие текущие затраты, либо иметь меньше начальных капитальных вложений в менее долговечные элементы здания, но высокие последующие затраты средств и времени на их техническое обслуживание и ремонты. Решение принимать владельцу здания с учетом конкретной ситуации, степени инфляции и т. д. Различные системы примерно равной долговечности могут заметно отличаться распределением времени безотказной работы, причем в неоптимальных системах весь срок службы может быть заполнен непрерывными ремонтами, свидетельствующими о ненадежности системы (здания) в целом. Некоторые специалисты трактуют нормативный срок службы отдельного элемента как срок до его замены. В этом случае элемент эксплуатируется на износ без текущих и капитальных ремонтов. Однако практически все строительные элементы и системы инженерного оборудования являются восстанавливаемыми, и именно текущее и капитальные ремонты, сочетаемые с частичными заменами, обеспечивают их полный нормативный срок службы.

Можно выделить оптимальную долговечность — срок службы зданий (массовой застройки), при котором их еще целесообразно (экономически) восстанавливать. При превышении этого срока, особенно при невыполнении необходимых своевременных ремонтных работ,

затраты на восстановление резко возрастают и могут превысить стоимость строительства нового здания (Рис.1)



Рис.1 - Схема изменения затрат на эксплуатацию во времени

Строгое научное решение задачи оптимизации полных сроков службы зданий, для выбора соответствующих проектных стратегий с учетом перечисленных особенностей пока затруднительно. Однако, по-видимому, имеет смысл разработать хотя бы приближенные рекомендации по назначению сроков службы различных типов зданий (дать их рекомендуемые диапазоны), основанные на анализе предыдущего опыта проектирования и эксплуатации, тенденций в зарубежной строительной практике, обобщении исследований в данной области. Новые требования норм по указанию срока службы зданий в проектах дают основание проектировщикам побуждать производителей материалов, изделий и конструкций исследовать долговечность своей продукции и регламентировать ее сроки службы при различных условиях эксплуатации с указанием в сертификатах, соответствующих данных, без которых невозможно запроектировать здание с заданной долговечностью в соответствии с ISO 15686. Необходимо разрабатывать рекомендации по назначению сроков службы зданий и сооружений с целью их последующего включения в действующие ТНПА на проектирование.

Система европейских стандартов. ISO 15686 – Здания и недвижимое имущество. Планирование сроков службы.

Основная цель этого стандарта – создание единого механизма выработки правил и мер, гарантирующих безопасную эксплуатацию здания в течение всего прогнозируемого периода службы технического обслуживания и ремонта.

ISO 15686 (10 частей) – Система Европейский стандартов в области эксплуатации зданий и сооружений, нормирования сроков службы. Важность продления и планирования сроков службы строительных объектов постоянно возрастает во всем мире и именно на решение этих проблем нацелена система этих стандартов, которая рассматривает организационно-технические мероприятия на всех имеющих место этапах жизненного цикла зданий. Большинство терминов и положений в этих стандартах гармонизировано с нашими нормами, однако имеются и отличия: в этой системе стандартов детально расписаны и установлены показатели эксплуатационных качеств зданий (ПЭК), а также как эти показатели должны нормироваться на определенном этапе эксплуатации. Важным моментом в этой системе стандартов является классификация минимальных проектных сроков службы отдельных элементов здания в зависимости от полного срока службы. Однако, полноценно использовать данную систему этих эффективных стандартов на территории РБ пока не представляется возможным, т.к. в них рассматриваются и оцениваются Европейские правила контроля характеристик материалов и конструкций, а также их свойств, которые существенно отличаются и по содержанию и по уровню требований от стандартов РБ, и поэтому не входят в перечень ТНПА, действующих в настоящем этапе на территории РБ.

Определение большинства терминов, примененных в данных европейских стандартах, близки по смыслу с использованными в ТНПА РБ. Ниже приведены несколько полезных перспективных существующих терминов евростандарта.

Servicelife (SL) – период времени после возведения здания, в течение которого ПЭК всего здания или отдельных элементов соответствуют установленным требованиям.

Designlife(DL) – проектный срок службы; трактуется, как заданный, т.е. назначенный в проекте срок службы.

Estimatedlife(ESL) – срок службы, оцененный расчетом, т.е. уточненный по натурным данным срок службы в конкретных условиях эксплуатации.

Referencelife(RSL) – стандартный срок службы; характеризует установленную соответствующим документом долговечность в стандартных условиях эксплуатации. Этот срок службы может быть установлен производителем в соответствующих строительных нормах, а также в документах и сертификатах, выданных уполномоченными для этого органами.

Возможен также приближенный подход, например, factormethod, основанный на том, что долговечность материалов элемента может корректироваться группой коэффициентов, учитывающих конкретные условия эксплуатации, значения которых может быть в пределах 0,8-1,2, которые установлены и обоснованы на основе экспертных оценок. При этом учитывается значительно больше факторов, чем в нормативных документах РБ и РФ. Например, параметры природных климатических воздействий; с точки зрения уровня обслуживания для труднодоступных элементов здания, с точки зрения возможности применения специального оборудования и т.д. минимум 8 факторов влияния.

На сегодняшний день и в отечественных нормах, и нормах РФ существует такой термин, как «срок эффективной эксплуатации» – межремонтный срок. Общий срок службы здания, существующий в отечественных и европейских стандартах, является прогнозируемым (рекомендуемым), т.е. даны ориентировочные значения проектных сроков эксплуатации, которые по своей сути являются межремонтными сроками.

Основные термины, приведенные в нормативных документах РБ:

Полный нормативный срок службы (ПНСС) – рекомендуемая общая продолжительность эксплуатации здания до достижения предельного состояния, характеризующегося ресурсным отказом. В первую очередь ПНСС зависит от:

- конструктивной схемы и материалов;
- капитальности здания;
- назначения здания.

Полный фактический срок службы (ПФСС) – срок службы при правильной эксплуатации зданий (соответствующей требованиям ТНПА), который должен быть не меньше ПНСС, степень отклонения зависит от: начальной обеспеченной надежности при проектировании, возведении и т.д. и уровня технической эксплуатации.

Межремонтный нормативный срок службы (МНСС) – установленная нормами средняя календарная продолжительность безопасной эксплуатации здания между капитальными ремонтами. В период между капитальными ремонтами осуществляется только техническое обслуживание и профилактические текущие ремонты.

Ниже на рис.2 приведена общая схема деградации конструкции за весь период своего жизненного цикла, где приведены следующие обозначения:

ПЭК – показатели эксплуатационных качеств (например, несущая способность).

ПП – проектные ПЭК.

ФП – фактический ПЭК.

1 – естественный износ.

2 – износ при отсутствии технического обслуживания (ТО), текущих (ТР) и капитальных (КРi) ремонтов на рассматриваемом этапе.

Н1, 2, 3, I – наработка от окончания восстановления до следующего отказа.

Oi – предпроектное обследование перед i капитальным ремонтом.

НСi – нормативный срок до начала i капитального ремонта (может не соответствовать фактическому, НС3).

В настоящее время в РБ по рассматриваемому направлению введены в действие следующие нормативные документы:

- СТБ 2468-2016 «Здания и недвижимое имущество. Планирование сроков службы. Часть 8. Эталонный срок службы и оценка планируемого срока службы». Данный стандарт устанавливает правила получения, выбора и форматирования данных об эталонном сроке службы (RSL), а также рекомендации по применению этих данных с целью определения расчетного срока службы (ESL) по методу факторов.

- СТБ ISO/TS-15686-9 «Здания и недвижимое имущество. Планирование сроков службы. Часть 9. Руководство по оценке данных о сроке службы». Через установленные в этом стандарте требования устанавливаются порядки оценки данных о сроке службы зданий и недвижимого имущества. Оценка данных о сроках службы всего здания должна быть построена на оценке срока службы всех значимых элементов, входящих в состав здания. Оцениваемый срок службы также должен учитывать многие аспекты, которые могут повлиять на эксплуатационные показатели и тем самым приведет к изменению

эталонного срока службы здания. В этом документе приведен перечень этих аспектов. Указывается, что при прогнозировании срока службы здания обязательно должны учитываться данные, полученные при обследовании и испытаниях.

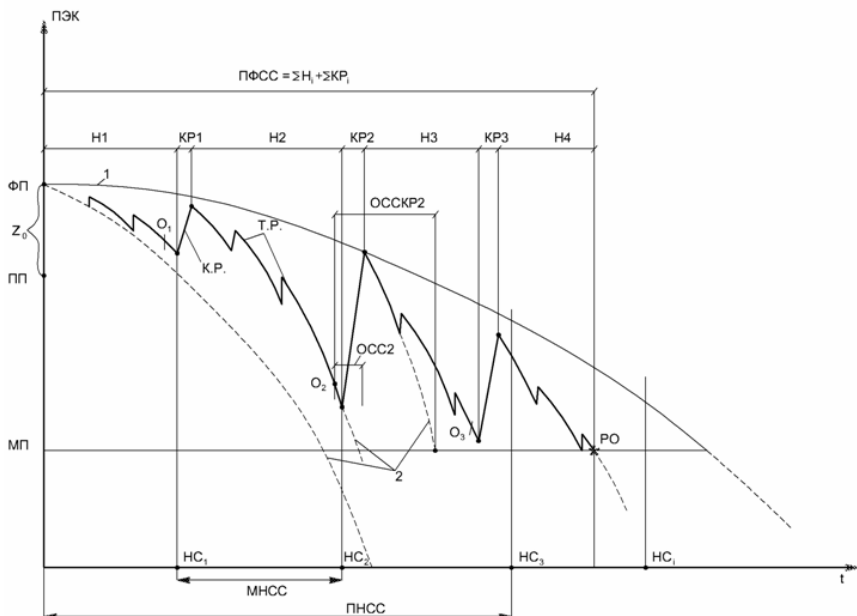


Рис.2 - Общая схема деградации конструкции за весь период жизненного цикла

- СТБ 2467-2016 «Здания и недвижимое имущество. Планирование сроков службы. Часть 10. «Оценка эксплуатационных качеств зданий». Этот документ устанавливает порядок и периодичность оценки эксплуатационных качеств зданий, что в настоящий момент является одним из основных вопросов. Востребованным на сегодняшний день является справочное приложение, в которых приведены понятия о функциональных возможностях и пригодности к эксплуатации, основные действия и функции пользователей на каждом этапе срока службы более четкие рекомендации по учету физического и морального износа.

Согласно ТНПА РФ:

Срок службы – календарная продолжительность безопасной эксплуатации здания до момента возникновения предельного состояния. Для оценки долговечности материалов и элементов зданий в условиях конкретной эксплуатации для планирования сроков службы (планирования периодичности выполнения ремонтов, а также возможной замены конструкции) существует ряд следующих основных методов:

- **строгий** (опытный) – основан на проведении обследований и испытаний, выполняемых специалистами, имеющими разрешение на выполнение работ;

- **приближенный** (теоретический) – основан на том, что стандартная долговечность по проектным и нормативным данным устанавливается путем корректировки группы коэффициентов, учитывающих следующие факторы:

- качество элементов в момент поставки;
- качество проектного решения;
- уровень исполнения проекта;
- уровень строительства;
- специфику конкретных условий эксплуатации;
- уровень обслуживания, соблюдения и выполнения требований

по надзору за зданием в соответствии с требованиями ТНПА.

Вывод: в статье рассмотрены особенности подходов к назначению сроков службы зданий по ТНПА разных стран и перечислены вопросы, которые следует учитывать при планировании срока службы зданий, а именно: факторы физического и морального износа, градостроительные и др. Обеспечение назначенного срока службы должно быть увязано с долговечностью конкретных изделий и планом мероприятий по их восстановлению.

Список использованных источников

1. Казачёк В.Г. Проблемы назначения сроков службы объектов недвижимости/ Сборник статей по материалам Международной научно-технической конференции, посвященной 100-летию со дня рождения И.Н.Ахвердова и С.С.Атаева / Часть 2, Минск, БНТУ, 2016, с.207-211.
2. Казачёк В.Г., Шилов А.Е. Нормирование сроков службы зданий и периодичности ремонтных работ / Техническое нормирование, стандартизация и сертификация в строительстве, 2010. -№3. -С.85-96.

3.СТБ 2468-2016 «Здания и недвижимое имущество. Планирование сроков службы. Часть 8. Эталонный срок службы и оценка планируемого срока службы». / Государственный комитет по стандартизации, РБ 01.07.2017- с. 48

4.СТБ ISO/TS-15686-9 «Здания и недвижимое имущество. Планирование сроков службы. Часть 9. Руководство по оценке данных о сроке службы». / Государственный комитет по стандартизации РБ, 01.07.2017, с.16.

5. СТБ 2467-2016 «Здания и недвижимое имущество. Планирование сроков службы. Часть10. «Оценка эксплуатационных качеств зданий». / Государственный комитет по стандартизации РБ, 01.07.2017, с.58.

К вопросу защиты конструкций подземных сооружений от замораживания и увлажнения

Деревянко Е.А.

Научный руководитель – Ловыгин А.Н.

Белорусский национальный технический университет

В течение нескольких последних лет сотрудниками кафедры «Строительные конструкции» были выполнены обследования строительных конструкций ряда объектов специального назначения. Это, в частности, помещения гражданской обороны больницы скорой помощи, детской инфекционной клинической больницы, подземные переходы на этих объектах, сооружения отдельно стоящих убежищ гражданской обороны некоторых промышленных предприятий г. Минска.

Характерными особенностями состояния строительных конструкций этих сооружений является их неудовлетворительное эксплуатационное, а в некоторых случаях и техническое состояние, вызванное замораживанием и увлажнением их поверхностей. Это обусловлено тем, что влага образуется как за счет проникновения поверхностных и подземных вод в местах стыков и сопряжения отдельных конструкций, так и за счет ее конденсации на поверхностях конструкций, т.е. нарушением тепло-влажностного режима эксплуатации сооружений и дефектов наружных гидроизоляционных мембран.

Если в отношении гидроизоляционного покрытия решение может быть только одно – это его восстановление или полная замена, то тепло-влажностный режим эксплуатации может и должен быть скорректирован.

Гидроизоляционная система – это совокупность элементов, направленных на защиту сооружения от воздействия воды и влаги. К элементам гидроизоляционной системы относят мероприятия, обеспечивающие защиту – гидроизоляционные мембраны, дренаж, теплоизоляцию, вентиляцию, водоудаление и др.

Практика обследования конструкций подземных сооружений свидетельствует о том, что при их проектировании и строительстве, как

правило, не в полной мере учитывается влияние на эксплуатацию гидроизоляционных систем теплоизоляции, дренажа, и т.д.

Как известно, строительные конструкции подземных сооружений могут подвергаться намоканию по разным причинам. В зависимости от источников влаги может происходить капельножидкое или конденсационное увлажнение.

Применительно к теме настоящей статьи будет рассмотрен второй тип увлажнения строительных конструкций сооружений.

Конденсационное увлажнение происходит при перемещении водяных паров из зоны высоких парциальных давлений в зону пониженных и пересыщения воздуха влагой при падении температуры.

Различают три разновидности конденсации воды в конструкциях сооружений: систематическую, дифференциальную и круговую.

Под систематической конденсацией понимают конденсацию, чаще всего происходящую в связи со значительным и длительным температурным перепадом.

Дифференциальная конденсация – это конденсация влаги на поверхности конструкций при росте или падении температуры воздуха вследствие температурного гистерезиса конструкций.

Круговой конденсацией следует считать конденсацию, происходящую за счет смещения водяных паров в пределах одного и того же замкнутого объёма воздуха в полости конструкции или материала (в массивных конструкциях, таких, например, как пилоны).

Гидроизоляционная система большинства сооружений страдает главным образом от систематической и дифференциальной конденсации.

Систематическая конденсация может иметь место в случае повышенной влажности помещений. Пары воздуха проникают в бетон и конденсируются под гидроизоляционной мембраной и отрывают её. При отсутствии теплоизоляции в зимнее время мембрана может быть разрушена. Теплоизоляционная защита обеспечивает долговечность работы гидроизоляционной мембраны, предохраняющей сооружение от проникновения в него воды и влаги.

Основным принципом в решении этого вопроса является снижение теплопотерь наружных ограждающих конструкций сооружений за счет увеличения их сопротивления теплопередаче.

Температурные и влажностные поля подземных помещений сооружений являются нестационарными [1]. Их определение относится к числу наиболее сложных задач математической физики.

В общем случае опасность появления конденсата на внутренней поверхности конструкций тем больше, чем выше влажность внутреннего воздуха.

Водяные пары, содержащиеся в воздухе помещения, конденсируются на внутренней поверхности ограждения в том случае, когда температура поверхности окажется ниже точки росы внутреннего воздуха, т.е. температуры, при которой воздух определенной влажности становится насыщенным водяным паром. Следовательно, при расчете ограждения необходимо обеспечить его внутренней поверхности такую температуру, которая была бы ниже точки росы для данной влажности воздуха [2].

При расчетах уже существующих ограждений по минимальной температуре внутренней поверхности определяют предельно допустимую относительную влажность воздуха, при которой начинается конденсация влаги на поверхности ограждения. Если полученное значение оказывается выше действительной влажности воздуха внутри помещения, то применение дополнительных мер по защите ограждения от конденсационной влаги не требуется. В противном случае применение дополнительных мер по теплоизоляционной защите необходимо.

Анализ показывает, что, регулируя величины термического сопротивления и сопротивления тепловосприятия ограждающей конструкции, можно обеспечить необходимые условия для невозможности возникновения на её внутренней поверхности конденсата.

В связи с этим следует отметить, что при реконструкции попытки установить утеплитель с внутренней стороны ограждения не приводят к положительному эффекту, так как при внутреннем утеплении в холодное время года все ограждение находится в зоне отрицательных температур. При этом нарушается естественная диффузия водяных паров из подземного сооружения наружу, что создает условия для образования конденсата на границе утеплителя и стены.

К материалам, применяющимся в качестве теплоизоляции заглубленных и подземных сооружений, предъявляются особые требования: малое водопоглощение, высокая прочность при сжатии при низкой

теплопроводности, стойкость к агрессивным подземным водам, неподверженность гниению.

По виду исходных комплекующих теплоизоляционные материалы делятся на неорганические и органические. По структуре – на волокнистые, ячеистые и зернистые. По сжимаемости: на мягкие – марки «М» – относительная деформация свыше 30%; полужесткие «ПЖ» – соответственно 6–30%; жесткие «Ж» – не более 6% (при удельной нагрузке 2.0 кПа); повышенной жесткости – до 10% (при удельной нагрузке 4.0 кПа) и твердые – до 10% (при удельной нагрузке 10.0 кПа) [3].

В заключении следует отметить, что выбор вида и типа теплоизоляционной защиты конструкций подземных сооружений в случае необходимости должны основываться на действительном состоянии температурно-влажностного режима помещений, условий эксплуатации конструкций, экономической целесообразности, т.е. стоимости и ремонтпригодности, наличия имеющейся сырьевой базы, квалификации исполнителей и других сопутствующих факторов.

Список использованных источников

1. Шильд Е., Кассельман Х.Ф., Дамен Г., Поленц Р. Строительная теплофизика/ перевод с нем. Бердичевского В.Г. под ред. Дешко Э.Л. – М.: Стройиздат, 1982 – 296 с.
2. Умняков П.А. Теплоизоляция ограждающих конструкций жилых и общественных зданий. – М.: Стройиздат, 1978. – 160 с.
3. Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А., Ляпидевская О.Б. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте. – Тверь: Изд-во «Русская торговая марка». 2003. – 396с.

Рациональные варианты конструирования стыков арматурных каркасов по высоте в монолитных железобетонных колоннах многоэтажных зданий

Козловский А.В., Матяш Р.В.

Научный руководитель - Шилов А. Е.

Белорусский национальный технический университет

Одними из общих проблем, регулярно возникающих практически на всех этапах возведения монолитных железобетонных каркасов зданий являются: низкое качество опалубочных и арматурных работ, вопросы организации зимнего бетонирования, геодезического контроля геометрической точности в процессе строительства и т.д. Наряду с вышеуказанными общими проблемами существуют и чисто технические причины появления явных и скрытых дефектов конструкций, их несоответствия установленным требованиям, устранение которых позволит без значительных затрат повысить качество конструкций, их надежность в целом. Например, в работе [3] рассмотрен на конкретном примере вопрос совершенствования отдельных проектных решений по конструированию и возведению монолитных железобетонных колонн многоэтажных зданий. На рис.1 приведен характерный пример наиболее часто применяющегося варианта узла армирования сопряжения колонн по высоте в зоне плиты перекрытия. Очевидны, на наш взгляд, следующие недостатки данного проектного решения и традиционных путей его реализации в натуре:

1. Низкое качество изготовления вязаных каркасов колонн на большинстве строек связано со многочисленными нарушениями действующих норм и правил, например, в построечных условиях практически не применяют кондукторы-шаблоны; угловые соединения вяжут также, как и плоские крестообразные – промежуточными упрощенными (наискосок) узлами без подтягивания; перемещение и установку таких каркасов выполняют без применения траверс и т.д. В результате, вязанный нежесткий каркас получает общие и местные искривления, причем слабо закрепленные продольные стержни проворачиваются. При этом часто значительно нарушается конфигурация и расположение отогнутых участков стержней каркаса в зоне расположения верхнего «горлышка».

2. Следует отметить, что традиционно применяемый вариант конструирования арматурных каркасов (рис.1) в зонах прохода через перекрытия с устройством «горлышка» вверху каркаса колонны нижележащего этажа (особенно с учетом обстоятельств, изложенных в п.1) является неудачным. Положения арматурных выпусков из нижней колонны часто имеют значительные отклонения от проекта (рис.2). При этом после бетонирования плиты обычно не удается выставить в проектное положение каркаса верхней колонны и установить ее опалубку соосно с нижележащей колонной. В таких случаях выпуски часто вообще не вписываются в контур опалубки верхней колонны и смежные стержни, стыкуемые внахлестку не только не «касаются» друг друга, как рекомендовано в [1], но и расстояние между ними часто превышает допустимые значения.

Чтобы «попасть» в опалубку такие выпуски «по месту» загибают на 90 градусов с разогревом, что недопустимо. При этом в стыке приходится устанавливать дополнительные стержни, заанкеренные в нижнюю колонну и т.п. В результате, выполненные конструкции в зоне стыка в большинстве случаев не удовлетворяют допускам, установленным в [1]. Колонны с недостаточным защитным слоем требуют дополнительной антикоррозионной и огнезащиты. Это приводит к увеличению сроков и стоимости строительства. Кроме того, такая схема армирования, при одинаковом сечении верхней и нижней колонны, даже при строго проектном расположении нижних выпусков, является нерациональной с позиций прочности сечения по верху плиты, т.к. плечо внутренней пары сил по рабочим выпускам невелико, а наружные прямолинейные стержни верхнего каркаса в этом сечении не работают.

Более надежными и рациональными представляются два других возможных варианта конструирования стыков каркасов, которые практически не применяются на практике. В первом случае (рис.3) нижний каркас необходимо без изгиба стержней в расчетном сечении выпускать в верхнюю колонну, а «горлышко» устраивать выше, в зоне минимальных моментов. При этом длинные прямолинейные рабочие выпуски являются четкими ориентирами для установки опалубки с надежным контролем величины защитного слоя и с возможностью исправления местных искривлений верхней части каркаса, на «горлышке» которого может быть четко зафиксирован вышележащий каркас.

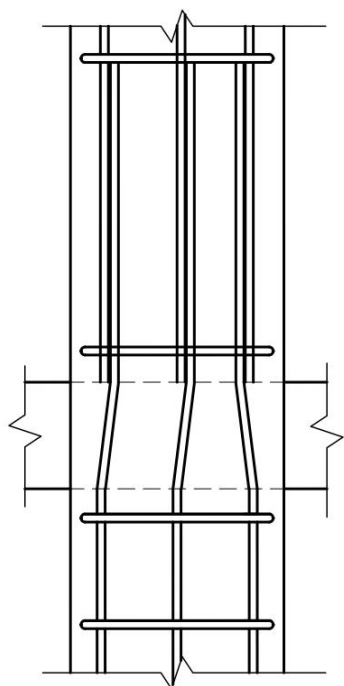


Рис.1

Традиционный вариант узла армирования сопряжения колонн по высоте в зоне плиты перекрытия.

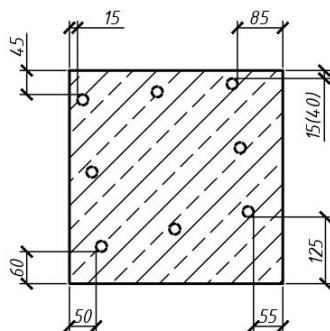


Рис.2

Характерные отклонения от проекта положений арматурных выпусков из нижней части колонны.

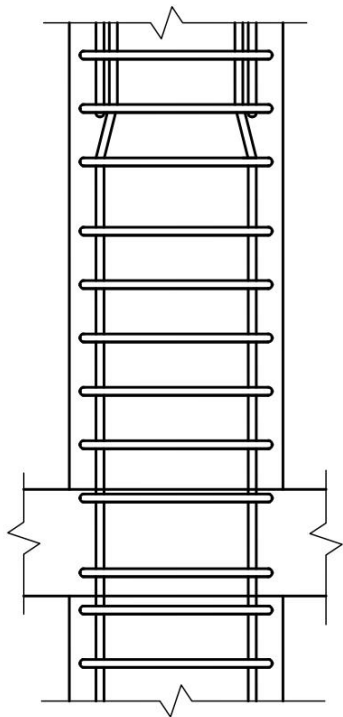


Рис.3
Рациональный возможный
вариант
конструирования стыков
арматурных каркасов
(вар. 1).

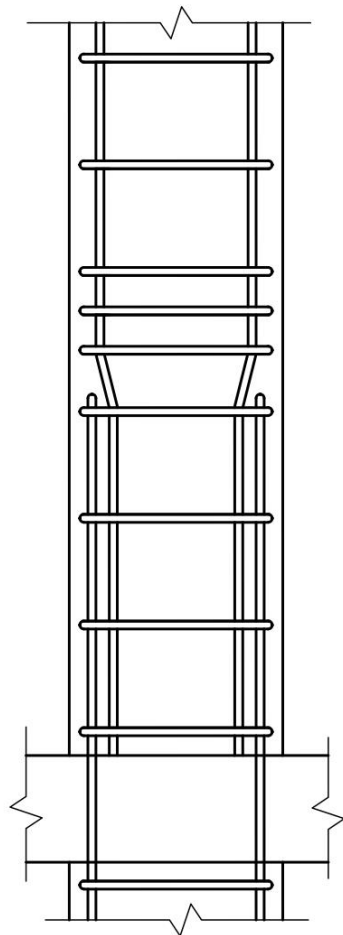


Рис.4
Рациональный
возможный вариант
конструирования стыков
арматурных каркасов
(вар. 2).

В другом варианте армирования также используются прямолинейные выпуски нижнего каркаса, в которых фиксируется «горлышко» верхнего каркаса (рис.4). В обоих вариантах уклон отгибаемых стержней в зоне «горлышка» для образования смещения оси на величину их диаметра целесообразно принимать 1:12.

В качестве предложений по совершенствованию конструктивных решений зданий из монолитного железобетона, в работе [3] также рекомендовано разработать подробные руководства, рекомендации и т.п. по конструированию различных элементов и узлов монолитных каркасов, учитывающие мировой опыт монолитного домостроения и позволяющие выбирать оптимальные конструктивные решения в конкретной проектной ситуации. В частности, у проектировщиков возникают проблемы с расчетом и конструированием узлов сопряжения окаймляющих элементов по контуру перекрытия, в том числе с крайними колоннами и т.д.

По-видимому, следует вернуться к более широкому использованию индустриального изготовления арматурных изделий на предприятиях стройиндустрии, расширению использования сварки при образовании пространственных каркасов в построечных условиях, хотя бы для замыкания хомутов контактной точечной сваркой и т.п. Думается, что предлагаемые мероприятия позволят повысить качество и надежность конструкций.

Список использованных источников

1. СН 1.03.01-2019 « Возведение строительных конструкций зданий и сооружений. Основные требования»/ Министерство архитектуры и строительства РБ, Минск, 2019г. -220с.
2. СП 5.03.01-2020 « Бетонные и железобетонные конструкции»/ Министерство архитектуры и строительства РБ, Минск, 2020г. -236с.
3. Казачёк В.Г. , Шилов А.Е, Пивоваров С.В. «Некоторые проблемы проектирования и возведения колонн монолитных железобетонных зданий»/ Производственно-практический журнал “Главный инженер в строительстве №8 (20), 2014” Минск, ООО “Издательский дом Гревцова”, 2014. – С. 10-16

УДК 624.04

Проектирование несущих конструкций покрытия лаунж-зоны на берегу водоёма на территории профилактория БНТУ

Кунцевич М.В.

Научные руководители - Згировский А.И., Кононович К.В.

Белорусский национальный технический университет

При проектировании уникальных зданий и сооружений, несущий каркас достаточно часто изготавливают из клееных деревянных элементов. Это связано с тем, что формы клееных деревянных конструкций могут быть разнообразными, таким образом появляется возможность создавать здания и сооружения любых форм и с определёнными несущими системами. Тем не менее проектирование сооружения со криволинейной поверхностью не является элементарной задачей. Поэтому поиск, создание и изучение методов, позволяющих проектировать сооружения со сложной геометрией, является достаточно востребованными.

Функциональное назначение проектируемого объекта на берегу водоёма, примыкающего к профилакторию БНТУ, так называемая лаунж-зона – организация досуга и проведение выставок, ярмарок, деловых встреч, концертов и других событий. Лаунж-зона – это пространство, созданное для отдыха, перезагрузки, релакса, покоя и возможности отключиться от дневных забот больших городов, это своего рода психотерапия. Фантазия при создании лаунж-зон не должна ограничиваться, это место уже располагает к релаксу и наслаждению отдыхом. В состав проектируемого объекта включены: сцена, амфитеатр, бильярдная, объекты общественного питания и вспомогательные помещения. Планировка объекта строительства предусматривает организацию общественного питания – фуд-корта, баров.

Для создания оригинального художественного образа сооружения в основу проектирования заложен принцип централизованной композиции с функционально свободным универсальным пространством с использованием несущих деревянных элементов. Волнообразные элементы каркаса из клееной древесины предлагается оставить открытыми (после соответствующей обработки огне- и биозащитными составами) для создания выразительного интерьерного пространства. При этом используются четко

обозначенные формы элементов свода, естественная текстура дерева и натуральный цвет.

Общий вид объекта представлен на рисунке 1.



Рис. 1 – Общий вид лаунж-зоны на берегу Минского моря.

Для создания оригинального художественного образа сооружения в основу проектирования заложен принцип централизованной композиции с функционально свободным универсальным пространством с использованием несущих деревянных элементов. Волнообразные элементы каркаса из клееной древесины предлагается оставить открытыми (после соответствующей обработки огне- и биозащитными составами) для создания выразительного интерьерного пространства. При этом используются четко обозначенные формы элементов свода, естественная текстура дерева и натуральный цвет.

Для покрытия по деревянному каркасу используется кварцевый триплекс, что позволяет сохранить видимой сетку свода и максимально вписать объект в окружающую среду.

В плане сооружение прямоугольной формы с габаритными размерами 36,00x56,25 м, двухэтажное, без подвала. Для посетителей предусмотрен сквозной проход через все пространство, расположенный по торцам сооружения, ориентированных в сторону автомобильных парковок. Вход обустроен со ступенями.

Продольный разрез сооружения представлен на рисунке 3.

Архитектурно-планировочные решения и визуализации представлены на рисунках 2-4.

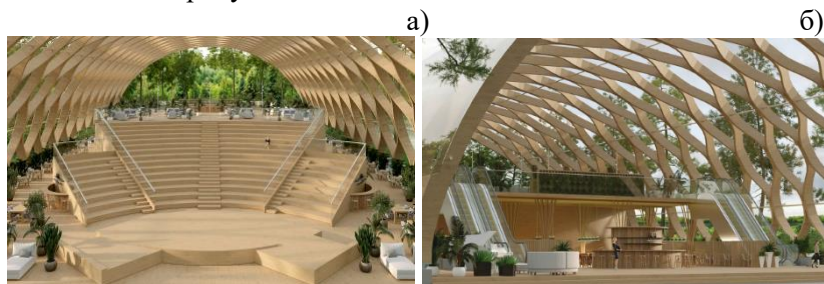


Рис. 2 – Общий вид лаунж-зоны со стороны амфитеатра (а) и со стороны открытых эскалаторов (б).

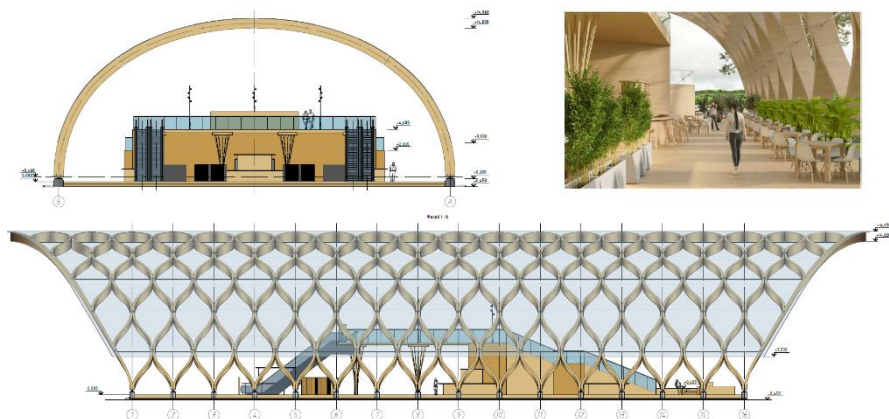


Рис. 3 – Продольный и поперечный разрезы сооружения.

Для вертикальной связи в объекте запроектированы открытые эскалаторы (рисунок 2). Также предусмотрены лестницы для перемещения по пространству амфитеатра с возможностью подняться

на 2 этаж. За отм.0.000 здания принята отметка чистого пола первого этажа. Высота от пола до низа перекрытий составляет около 4,50 м.

По степени централизованности производства и организации технологического процесса приготовления – объект общественного питания, работающий на готовой продукции. По характеру обслуживаемого контингента – общедоступное заведение. По формам и методам обслуживания потребителей – официантами за столиками и барменом у барной стойки.

Объект предназначен для быстрого обслуживания посетителей с предоставлением ограниченного перечня блюд сезонного ассортимента, а также реализации напитков, покупных товаров. Санузлы и умывальники располагаются под амфитеатром. Санитарно-бытовое обслуживание рабочего персонала бара, хранение уборочного инвентаря, моющих средств и средств дезинфекции для уборки торговой зоны осуществляется централизованно.

Кружально-сетчатые своды представляют собой пространственную конструкцию, состоящую из отдельных поставленных на ребро стандартных элементов – косяков, идущих по двум пересекающимся направлениям и образующих ломанные винтовые линии криволинейного очертания.

В кружально-сетчатых сводах выгодно сочетаются индустриальность изготовления элементов с преимуществом пространственных конструкций. Прочность надежность свода определяется средней прочностью многих элементов, и влияние качества древесины отдельных элементов имеет меньшее значение, чем в плоскостных конструкциях.

Кружально-сетчатые своды в поперечном направлении имеют снаружи круговое или правильное многоугольное очертание. В первом случае верхняя грань косяков имеет близкое к круговому эллиптическому очертанию, а во втором – ломанное. Распор покрытия воспринимается либо металлическими затяжками, либо непосредственно опорами.

Характерными особенностями всех кружально-сетчатых сводов покрытий являются: унификация формы и размеров косяков, дающая возможность изготавливать их заводским способом, транспортабельность элементов при их перевозке, простота и быстрота сборки конструкции возможность устройства кровельного настила непосред-

ственно по несущей конструкции. В конструкции покрытий кружально-сетчатых сводов различают три типа узлов: основные (средние), опорные торцевые, в которых косяки сопрягаются с торцевой аркой. По торцам свода сетчатые элементы сопрягаются с обрамляющими фронтовыми арками. Для архитектурной выразительности клееные деревянные арки установлены наклонно по отношению к горизонтальной поверхности.

Кружально-сетчатый свод представляет собой пространственную стержневую систему, многократно статически неопределимую систему. Точный статический расчет кружально-сетчатого свода весьма сложен, поэтому расчет свода ранее вели по приближенному методу, точность которого, вполне достаточна для пользования при проектировании и правильно отражает действительную работу этой конструкции. Этот метод состоял в следующем. Из свода нормально к его оси выделяется расчетная полоса шириной равной шагу сетки. В соответствии со схемой свода выделенная полоса рассматривается как плоская двух- или трехшарнирная арка постоянной жесткости, нагруженная проходящей на неё нагрузкой. Площадь сечения арки берётся равной площади двух косяков, а момент инерции арки приравнивается моменту инерции одного косяка.

Кружально-сетчатые своды образуются из стандартных элементов (косяков), расположенных на цилиндрической поверхности покрытия по винтовым линиям в двух взаимно пересекающихся направлениях. В полученной сетчатой конструкции пересечение элементов между собой происходит под острым углом. Таким образом получается ромбическая сетка. Вся конструкция состоит из сборных гнукклееных элементов.

Обрамляющие наклонные арки прямоугольного сечения пролетом $l = 36$ м устанавливаются на железобетонные столбчатые фундаменты. Опоры кружально-сетчатого свода установлены с шагом $a = 3,75$ м. Высота от уровня чистого пола до стального опорного шарнира арки составляет 390 мм. По архитектурным соображениям стрела f подъема арок принята равной 14 м, что составляет 12,5 пролета l . Для изготовления арок используется однородная клееная древесина класса прочности GL 32h. Класс эксплуатации – 2. Ограждающая часть покрытия здания состоит из криволинейных панелей кварцевого стекла-триплекса. Размер панелей 7 x 3,75 м, которые уложены непосредственно на арки.

Крепление панелей к аркам осуществляется с использованием систем спайдерного остекления. Продольная устойчивость покрытия обеспечивается кружально-сетчатым сводом, в сочетании с металлическими затяжками (рисунок 4).

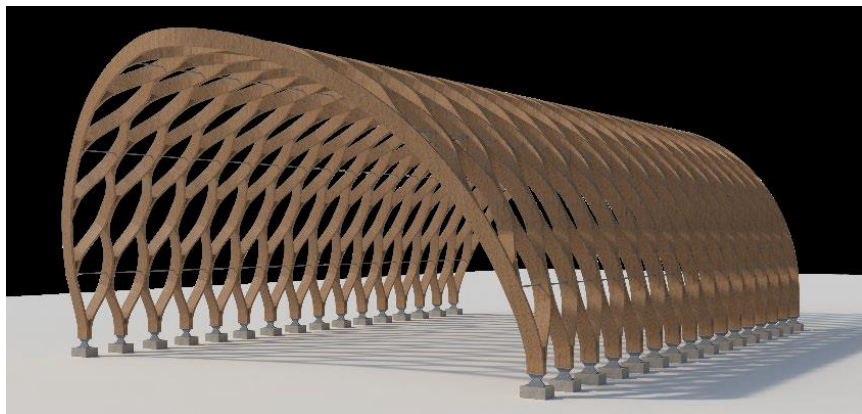


Рис. 4 – Общий вид каркаса покрытия лаунж-зоны

Высоту h поперечного сечения арки принята в соответствии с расчётом равной 992 мм, (32 мм×31), а ширину поперечного сечения арки $b = 220$ мм.

Собственный вес деревянных конструкций для предварительного расчёта в программном комплексе ANSYS задаётся программой автоматически для арок, косяков, элементов кровельного покрытия исходя из заранее заданных в ней плотности материала и размеров сечений. Для клееной древесины класса прочности GL 32h характеристические значения принимались по СП 5.05.01-2021, а объёмный вес по СН 2.01.02.

Для клееных арочных элементов и стандартных гнутоклееных косяков, использовался клей AkzoNobel, имеющий класс эмиссии E1, означающий, что содержание формальдегида ниже естественного фона окружающей среды.

При определении постоянной и снеговой нагрузок рассматривались следующие варианты: а) постоянная; б) постоянная + переменная, равномерно распределенная снеговая нагрузка; в) постоянная + переменная снеговая нагрузка, распределенная по треугольникам; г)

постоянная + переменная снеговая нагрузка, распределенная по треугольнику на половине пролета

При определении ветровых нагрузок внутреннее и наружное давления рассматривалось действующими в одно и тоже время. В помещениях с проницаемыми наружными ограждениями необходимо учитывать внутреннее давление, если его действие неблагоприятно. При этом внутреннее давление действует на все внутренние стены помещения одновременно и имеет одинаковые знаки.

Для перекрытия второго этажа использовались неразрезные многопролетные балки постоянного сечения общей длиной 22,3 м. Клеевые деревянные балки перекрытия опираются на кольцеобразную распределительную балку, которая объединяет верхние концы веерообразной колонны, состоящей из 8-ми стоек. Сопряжение колонны с кольцеобразной распределительной балкой – жесткое.

Список использованных источников

1. СП 5.05.01-2021 «Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск: 2021. – 110 с.

2. СН 2.01.02-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий».

3. Конструкции из дерева и пластмасс: учебник для вузов / Ю.В. Слицкоухов [и др.]; под ред. Г.Г. Карлсена и Ю.В. Слицкоухова. – 5-е изд. – М.: Стройиздат, 1986. – 543 с.

4. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и проектирования. Под редакцией проф. В.А. Иванова. Киев, Вища школа, 1981 г.

5. Конструкции из дерева и пластмасс. Методические указания к практическим занятиям для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» А.И. Згировский, А.В. Оковитый, 2012. – 89 с.

6. Кормаков Л.И., Валентинавичюс А.Ю. «Проектирование клееных деревянных конструкций» / Будивельник – Киев.:1983, 152 с.

7. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25–80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с.

УДК 624.012.36

Анализ эффективности применения малоуклонных железобетонных плит 2Т

Марушкевич Д.В., Тарасевич Е.В.

Научный руководитель – Рак Н.А.

Белорусский национальный технический университет

Одноэтажные здания из сборного железобетона могут быть запроектированы по различным конструктивным схемам. В одной из них ригели пролетом 6 или 12 м укладываются на колонны в продольном направлении здания, а на них укладываются крупноразмерные железобетонные плиты пролетом 12 или 18 м. В качестве таких плит на пролет используют плиты КЖС, П-образные плиты, а также плиты Т и 2Т.

В статье [1] была оценена эффективность применения трех типов крупноразмерных железобетонных плит покрытия пролетом 18 м:

а) многопустотной плиты безопалубочного формования плит с высотой сечения 450 мм шириной 1200 мм, изготовленная из бетона нормального веса класса прочности на сжатие С30/37;

б) многопустотной плиты того же сечения, изготовленной из керамзитобетона класса прочности на сжатие LC30/33 класса по средней плотности D2.0;

в) плиты 2Т высотой 600 мм шириной 3000 мм, изготовленной из бетона нормального веса класса прочности на сжатие С30/37.

Во всех плитах в качестве напрягаемой арматуры приняты канаты класса Y1860S по [2], а в качестве ненапрягаемой арматуры плиты 2Т принята арматура класса S500 по [3]. Из рассмотренных в статье [1] плит наиболее эффективной оказалась плита 2Т. Все указанные выше плиты имели постоянную по их длине высоту, что требует в дальнейшем устройства разуклонки для обеспечения водоотвода.

Целью настоящей работы явилось исследование эффективности применения малоуклонных плит 2Т ($i = 1/30$) пролетом 18 м по сравнению с плитой постоянной по длине высоты, а также оценка возможности увеличения пролета малоуклонных плит 2Т ($i = 1/20$) до 24 м. Общий вид рассчитываемых плит приведены на рисунке 1, а основные размеры сечения показаны на рисунке 2.

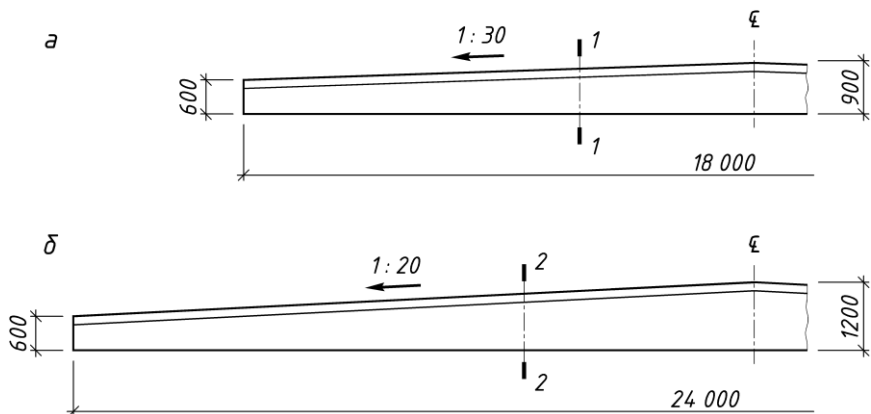


Рис. 1 - Общий вид малоуклонных плит 2Т
пролетом 18 (а) и 24 м (б)

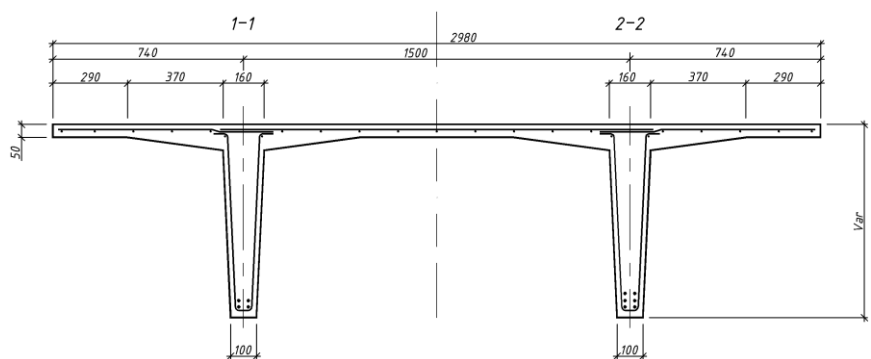


Рис.2 - Поперечное сечение малоуклонных плит 2Т

Определение значений нагрузок и их комбинаций выполнялось согласно строительным нормам [2-4]. Расчет сечений и конструирование железобетонных конструкций выполнялись согласно требованиям строительных правил [5].

Основные результаты расчета и конструирования представлены в таблице.

Параметр (размерность)	Вариант		
	1	2	3
Пролет, м	18	18	24
Уклон i	0	1/30	1/20

Расчетное значение нагрузки (кПа)	6,44	5,90	6,92
Положение наиболее нагруженного сечения по отношению к пролету	0,5	0,41	0,41
Высота наиболее нагруженного сечения (мм)	600	846	1092
Расчетное значение изгибающего момента (кН·м)	782,7	686,1	1446,5
Требуемая площадь напрягаемой арматуры (мм ²)	1067	646	1024
Количество и диаметр каната (мм)	8ø15,2	8ø12,5	12ø13
Фактически принятая площадь напрягаемой арматуры (мм ²)	1120	744	1200
Расчетное значение сопротивления изгибу (кН·м)	819,3	806,1	1664
Расчетное значение поперечной силы (кН)	175,9	155,9	245,1
Расчетное значение сопротивления срезу без поперечного армирования (кН)	164,5	105,2	135,5
Расход бетона на 1 м ² плиты (м ³)	0,110	0,12	0,15
Расход арматуры на 1 м ² плиты (кг)	11,11	8,77	9,75

Выполненные расчеты показали, что при применении малоуклонных плит значительно увеличивается высота наиболее нагруженного сечения, что приводит к снижению площади напрягаемой арматуры.

Общий расход арматуры на 1 м² у малоуклонной плиты пролетом 18 м снижается на 21% по сравнению с общим расходом арматуры плитой постоянной высоты.

Общий расход арматуры на 1 м² малоуклонной плиты пролетом 24 м снижается на 12% по сравнению с общим расходом арматуры плитой постоянной высоты пролетом 18 м.

Список использованных источников

1. Гусак А.А., Цыганкова Я.П., Пустовойтова П.С. Анализ эффективности применения сборных железобетонных плит покрытия на

пролет / Современные методы расчетов и обследований железобетонных и каменных конструкций. Материалы 77-й студенческой научно-технической конференции БНТУ. Минск, БНТУ, 2021. – С.12-15

2. Основы проектирования строительных конструкций: СН 2.01.01-2019 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 90 с.

3. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объёмный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий: СН 2.01.02-2019 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 41 с.

4. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: СН 2.01.04-2019 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 43 с.

5. Бетонные и железобетонные конструкции: СП 5.03.01-2020 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2020. – 245 с.

Проектирование всесезонного крытого манежа для катания на беговых лыжах

Парнов А.В.

Научный руководитель – Згировский А.И.

Белорусский национальный технический университет

В больших и малых городах страны актуальной стала проблема здоровья и занятость населения спортом. В связи с этим возникает потребность в строительстве спортивных сооружений для занятий физической культурой и спортом. При проектировании уникальных зданий и сооружений, несущий каркас достаточно часто изготавливают из металлических элементов.

Земельный участок, отведенный под строительство всесезонного крытого манежа для катания на беговых лыжах, располагается в районе ул. Орловской в г. Минска. С севера земельный участок ограничен руслом реки Свислочь; с юга – зданием Верховного суда Республики Беларусь; востока – благоустроенной городской территорией; с запада – территорией парка развлечений «Дримлэнд».

Выбранное для проектирования здание всесезонного лыжного манежа – двухэтажное, прямоугольное в плане с размерами в осях 90х151 м, состоящее из двух частей отделенных друг от друга противопожарной стеной. В первой части, с размерами в осях 90х18 м располагается двухэтажный административно-бытовой блок, во второй части здания, с размерами 90х132 м, располагается крытый манеж с антресольной частью, технические и технологические помещения для размещения механизмов и оборудования, необходимых в технологическом процессе устройства лыжных трасс, а также по обеспечению необходимого микроклимата в помещении манежа.

В снежной зоне комплекса круглогодично будет поддерживаться температура около минус 4°С. Снег будет вырабатываться снегогенераторами, а трасса будет подготавливаться дизельным ратраком, с помощью которого осуществляется выравнивание, уплотнение и фрезирование снежного покрова трассы. Лыжная трасса, расположенная внутри манежа, имеет общую длину 1,13 километра на двух уровнях с одним спуском и одним подъемом с уклоном. Помещение манежа

выполнено с антресолями, позволяющими увеличить его площадь и протяженность лыжной трассы.

В комплексе также предусмотрена зона для проведения мероприятий, кафе, тренажерный зал, раздевалки и пункты проката спортивного инвентаря. Одновременно манеж может принять до 300 посетителей.

На первом этаже АБК, находится входная группа, включающая в себя вестибюль и ресепшен, также на первом этаже расположены гардероб верхней одежды, магазин спортивного инвентаря, санитарные узлы для посетителей в том числе для физически ослабленных лиц (ФОЛ), комната охраны, диспетчерская, комната отдыха и приема пищи с местом для обогрева, гардеробы для персонала, душевые и сауны, комнаты отдыха с санузлами, технологические помещения обслуживающие обеденный зал. На второй этаж ведут лестничные клетки и открытая лестница, а также лифт для ФОЛ.

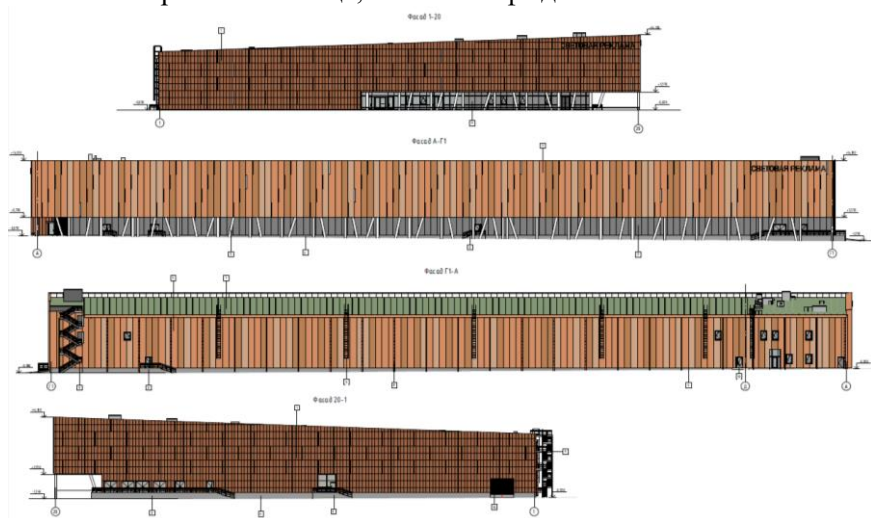


Рис. 1 – Фасады всесезонного лыжного манежа

На втором этаже АБК, находится холл, зона хранения и выдачи спортивного инвентаря, помещение подготовки лыж, санузлы в том числе для ФОЛ, кабинет медсестры, учебные классы, раздевалки, душевые и сауна, зал для фитнеса, тренажерный зал.

На первом этаже лыжного манежа располагается лыжная трасса с шириной полосы движения 3 м. располагаемая в двух уровнях с перепадом высот 4,5 м. подъем на второй уровень осуществляется по подъемной полосе с уклоном в 8%, а спуск по полосе с уклоном 10,5%. Также на второй уровень есть доступ через лестничные клетки, имеющие непосредственный выход наружу, одна из которых незадымляемая с подпором воздуха на лестничную клетку при пожаре. Доступ в часть АБК осуществляется через тепловые тамбуры на первом и втором этажах. Кроме того, на первом этаже лыжного манежа располагаются технологические помещения, компрессорные трансформаторные камеры, помещения хранения техники и индивидуальные тепловые пункты.

На втором уровне (антресольная часть) располагается лыжная трасса, и технологические помещения, приточно-вытяжные вентиляторы, доступ в которые обеспечивается из манежа и с улицы.

В здании предусмотрена автоматизированная система пожарной сигнализации и дренажная система водяного пожаротушения.

Протяженность лыжной трассы на 2 отметках (0,000; 4,500) составляет 1185 метров (ширина трассы – 6 метров). Протяженность тренировочной лыжной трассы – 106 метров. Эксплуатация манежа для катания на беговых лыжах – круглогодично. Режим работы, сменность – двухсменный по 8 часов.

Для подготовки лыжных трасс предусматривается снегоуплотнительная машина (ратрак). Компактный, но чрезвычайно маневренный: благодаря большой платформе, выдерживающей максимальную нагрузку 1500 кг, машина перевозит инструменты и материалы практически в любое место. Работа ратрака предусмотрена в ночное время без посетителей.

Первичная засыпка основания лыжного манежа может выполняться снегом, изготавливаемым с помощью снегогенераторов, либо естественным снегом. Толщина снежного покрова составляет 300 мм, а рекомендуемая расчетная плотность снега на лыжных трассах составляет 500 кг/м³. Мероприятия по обслуживанию поверхности снежного покрова предполагают еженедельное обновление слоя снега толщиной 1 см по всей трассе, в зонах разворота и поворота около 1,5 см. Суммарный объем производимого снега составляет ориентировочно 280 м³ в неделю. Производство снега осуществляется 6 дней

в неделю в ночное время суток. В качестве установок для производства снега на период стационарной эксплуатации объекта предусмотрено использование снегогенераторов.

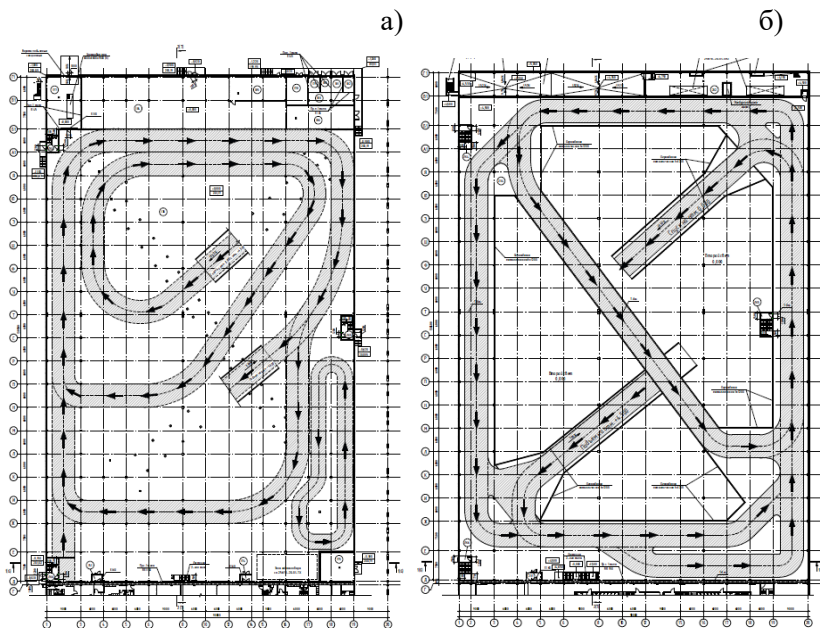


Рис. 2 – Планы лыжных трасс а) на отм.0; б) на отм. 4.5 м

Здание лыжного манежа запроектировано каркасным из металлических конструкций. Фундамент здания: под колонны – железобетонные, монолитные, столбчатые; под противопожарную стену – бетонные, сборные, из блоков стен подвала.

Несущие конструкции здания – металлический каркас, состоящий из колонн, балок, ферм, прогонов и др. металлических элементов. Наружные ограждающие конструкции здания: стены их трехслойных сэндвич-панели с облицовкой алюминиевыми композитными панелями; покрытие – рулонная из ПВХ мембраны уложенной по кровельным сэндвич-панелям с организованным наружным водостоком.

Пространственная неизменяемость и жесткость здания обеспечивается в части АБК жестким креплением балок к колоннам в продоль-

ном и поперечном направлении, в части манежа в поперечном направлении жестким креплением колонн к фундаментам и шарнирным креплением стропильных конструкций к колоннам, в продольном направлении при помощи постановки связей.

Принятая конструктивная схема здания обеспечивает прочность, жесткость и устойчивость на стадии возведения и в период эксплуатации при действии всех расчетных нагрузок и воздействий.

В здании предусмотрен наружный водосток. Выпуски водостока из стальных труб предусматриваются на отмостку здания в бетонный лоток с дальнейшим отведением в ливневую канализацию

Внутренние перегородки – гипсокартонные перегородки по металлическому каркасу с заполнением пустот минераловатными плитами. Внутренние противопожарные перегородки – из керамического кирпича толщиной 120 мм.

Часть здания АБК отделяется от лыжного манежа противопожарной стеной из керамического кирпича толщиной 380 мм. Стена утепляется со стороны манежа минераловатными плитами.

С целью поддержания заданной отрицательной температуры в помещении лыжного манежа отсутствуют световые проемы. Принятый тип ограждающих конструкции обеспечивает герметичность помещения. В конструкциях применяется эффективный утеплитель с минимальным водопоглощением.

Перекрытие АБК – монолитные железобетонные плиты по металлическим балкам. Перекрытие антресоли манежа – монолитные железобетонные плиты по металлическим балкам опирающихся на металлические колонны.

Колонны манежа запроектированы сборными железобетонными 400x400 мм, за исключением колонны поддерживающих конструкции покрытия вдоль средних осей «8» и «16», которые запроектированы сборными железобетонными сечением 500x500 мм. Сборные железобетонные колонны запроектированы из бетона кл. С³⁰/₃₇. Железобетонные колонны разрабатываются в индивидуальной опалубке, в оголовках колонн предусматривается установка закладных деталей (анкерных блоков) для крепления надколонников конструкций покрытия.

В поперечном направлении здание зимнего манежа представляет собой многопролетные рамы с жестким соединением колонн с фундаментами и плитами перекрытия.

Покрытие крытого манежа выполнено из балок покрытия пролётом 6 м и 9 м, стропильных ферм с параллельными поясами пролётом 27 м из замкнутых гнутосварных профилей.

Балки и стропильные фермы опираются на надколонники из прокатного двутавра колонного типа. Стропильные фермы опираются также на подстропильные балки пролетом 11,65 м, 12 м и 13,5 м из прокатных широкополочных двутавров. Устойчивость поясов ферм обеспечивается системой горизонтальных и вертикальных связей по покрытию, выполненные из гнутосварных профилей.

Шаг стропильных ферм – 5,65 м, 6 м и 7,5 м. Отметка низа ферм переменная – от 7.50 до 11.0.

На фермы и балки покрытия уложены прогоны из прокатных швеллеров с параллельными гранями полок, сечением 24П и 27П. Между прогонами установлены оттяжки из круглого стального проката диаметром 16 мм, служащие для закрепления прогонов из плоскости. Кровля односкатная, уклон кровли – 2°. Кровля запроектирована из трехслойных кровельных «сэндвич»-панелей с утеплителем из пенополиизоцианурата толщиной 250 мм.

Сечение верхнего пояса стропильной фермы – 180x140x5 (С345), нижнего пояса – 140x5 (С345), решетки – 100x3 (С255) и 120x4 (С345). Сечения балок покрытия 25Б1, 35Б1 и 40Б1. Сечение надколонников – 30К1. Сечения подстропильных балок из прокатных широкополочных двутавров – 70Ш1 и 70Ш4.

При проектировании конструкций покрытия крытого манежа рассматривались два варианта: предложенный, проектной организацией (рисунок 3) и альтернативные конструкции, предложенные в БНТУ (рисунок 4).

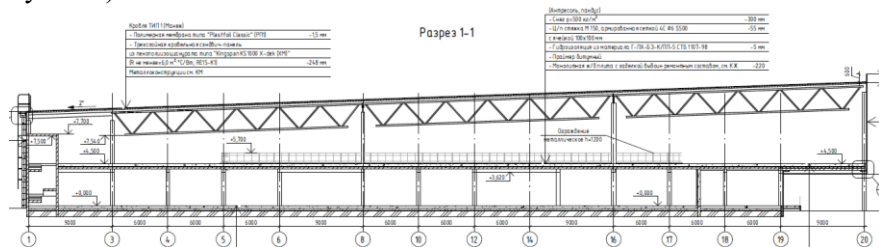


Рис. 3 – Продольный разрез всепогодного лыжного манежа, предложенный, проектной организацией.

По альтернативному варианту, вместо ферм из ГСП с параллельными поясами использовать фермы покрытия с круговым очертанием нижнего пояса, что позволило значительно снизить расход стали.

Сечение верхнего и нижнего поясов, предложенной стропильной фермы – 200x160x8 (С345), решетки – 120x5 (С255).

Возведение крытого зимнего манежа с использованием стропильных ферм из ГСП с криволинейным нижним поясом, позволит уменьшить строительный объем сооружения на 4 %, снизить материалоемкость ферм покрытия на 9-10%, что в целом по зданию составит 12-15 тонн.

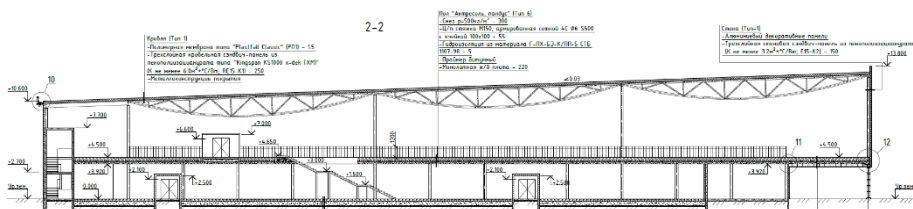


Рис. 4 – Продольный разрез всепогодного лыжного манежа альтернативного варианта, предложенный для снижения металлоемкости стропильных конструкций

При проектировании подстропильных балок было предложено использовать вместо прокатных двутавров 70Ш1 и 70Ш4, перфорированную балку, получаемую путем распуска двутавра 35Б1. На подстропильные балки большого пролета 12.0 м и 13.5 м опираются прогоны с шагом 2,25 м, по которым уложены «сэндвич»-панели, это позволило принять в качестве несущих подстропильных балок двутавровые перфорированные балки. Экономический эффект при переходе на перфорированные составит 24 тонн металлопроката.

Расчеты элементов каркаса конструкций здания зимнего манежа выполнялись в программном комплексе Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

Список использованных источников

1. СН 2.01.04-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые воздействия».
2. СН 2.01.05-2019 «Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия».

3. СП 5.04.01-2021 «Стальные конструкции».
4. Серия 1.460.3-23.98 «Стальные конструкции покрытий производственных зданий пролетом 18, 24 и 30 м из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения с уклоном 10%».

Усиление растянутой зоны многопустотных железобетонных плит установкой дополнительной композитной арматуры

Хотько Е.А.

Научный руководитель – Хотько А.А.

Белорусский национальный технический университет

Проводимая реконструкция зданий и сооружений зачастую связана с увеличением нагрузок на существующие конструкции перекрытий и покрытий капитальных строений, что в свою очередь приводит к необходимости повышения их несущей способности путем усиления. Одним из часто распространенных примеров таких реконструкций является переназначение жилых помещений домов (с подвальными этажами) под торговые объекты, функциональная нагрузка на перекрытия, в которых значительно превышает функциональную нагрузку на перекрытия в жилых помещениях, а типовыми элементами перекрытий в таких зданиях, в большинстве случаев являются сборные многопустотные железобетонные панели. Поэтому, с большой долей вероятности (определяется проверочным расчетом) запроектированные под нагрузку для жилых помещений, конструкции многопустотных плит перекрытия нуждаются в повышении несущей способности.

Выбор метода усиления многопустотных плит зависит от результатов проверочных расчетов с учетом фактических прочностных свойств бетона и схемы армирования конструкций. В случаях, когда по результатам расчетов при предельной нагрузке относительная высота сжатой зоны бетона не превышает граничного значения данного параметра, требуется усиление растянутой зоны железобетонной конструкции. Одним из широко используемых методов усиления растянутой зоны многопустотных железобетонных плит является установка дополнительной стальной арматуры или плоских каркасов в пустоты конструкций (через прорези, предварительно устроенные с верхней стороны) с последующим обетонированием пустот с целью обеспечения совместной работы усиливаемой конструкции и элемента усиления [1]. Схема такого усиления представлена на рис. 1.

Суть предлагаемого нами метода усиления заключается в использовании композитной арматуры в качестве дополнительных стержней, устанавливаемых в пустоты усиливаемой плиты. При этом, усиленная многопустотная плита будет работать после усиления как конструкция с комбинированным армированием. Исследованиям напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с комбинированным армированием посвящены работы, выполняемые под руководством профессоров Т.М. Пецольда, В.В.Тура, ученых Российской Федерации и других стран [3, 4, 5, 6].

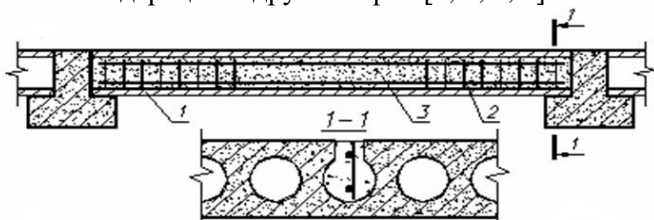


Рис. 1 - Усиление многопустотных панелей перекрытия установкой дополнительной арматуры: 1 – плита; 2 – сварной каркас; 3 - бетон

Актуальность таких исследований определяется сложностями создания предварительного напряжения композитных арматурных стержней в сочетании с более низким модулем упругости такой арматуры по сравнению со стальными арматурными стержнями. То есть, использование композитной арматуры без предварительного ее напряжения, при армировании изгибаемых элементов, является не эффективным в связи с ранним образованием трещин и значительными прогибами (по сравнению с железобетонными элементами со стальной арматурой), а выполнение предварительного напряжения изгибаемых элементов с композитной арматурой практически осуществимо на данный момент только с использованием самонапрягающего бетона [2]. В этой связи, комбинированное армирование позволяет использовать свойства композитной арматуры в сочетании с работой стальной арматуры. Учитывая более низкий модуль упругости композитной арматуры, в случае комбинированного армирования является эффективным ее включение в работу после достижения определенного уровня напряжений в стальной арматуре [5, 6].

В случае предлагаемого метода усиления многопустотных железобетонных плит установкой дополнительных композитных стержней в

растянутую зону имеются особенности напряженно-деформированного состояния усиленной конструкции, так как установка дополнительной композитной арматуры осуществляется на этапе, когда напряжения в стальной арматуре уже достигли определенного уровня. И уровень напряжений в стальной арматуре, соответствующий нулевым напряжениям в композитной арматуре, зависит от величины нагрузки на плиту, при которой происходит усиление. Чем ниже уровень напряжений в стальной арматуре в момент создания усиления, тем эффективнее окажется само усиление. Очевидно, что минимально возможной величиной нагрузки, при которой возможно производить усиление, это нагрузка, соответствующая собственному весу железобетонной многопустотной плиты.

Является важным оценить несущую способность, трещиностойкость и деформативность усиленной многопустотной железобетонной плиты в зависимости не только от уровня нагружения в момент усиления, но и от процента армирования композитными стержнями.

Использование всех преимуществ композитной арматуры при армировании изгибаемых элементов возможно только при условии ее предварительного напряжения, способного повысить трещиностойкость и уменьшить прогибы конструкций при эксплуатационных нагрузках. Не смотря на сложности создания предварительного напряжения композитной арматуры, в случае усиления многопустотных панелей представляется возможность предварительного напряжения таких стержней используя известную методику, предложенную в работах Д.Н. Лазовского [1]. Суть такой методики, иллюстрированной на рис. 2, состоит в фиксации обетонированием концов дополнительных стержней усиления, их притягивания к нижней грани пустот плит при помощи струбцин или натяжных болтов (чем создается предварительное напряжение) и последующего обетонирования пустоты с натянутой арматурой. Однако, в данном случае не известны особенности работы на растяжение композитных стержней в состоянии после их изгиба. Это требует проведения дополнительных экспериментальных исследований свойств композитной арматуры после механических изгибов.

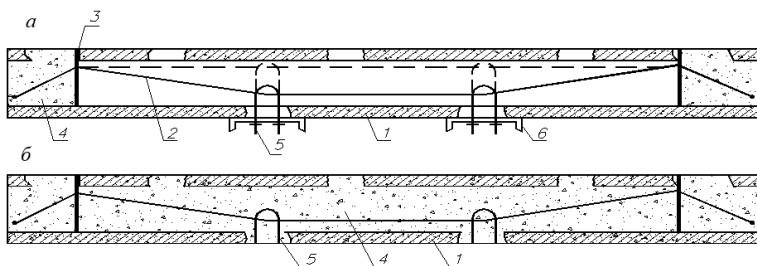


Рис. 2 - Усиление сборных многопустотных плит предварительно напряженной арматурой: а – плиты в момент предварительного напряжения арматуры; б – усиленная плита, 1 – усиливаемая плита, 2 – дополнительная арматура, 3 – временная ограничительная пластина, 4 – бетона, 5 – натяжной болт, 6 – опалубка

Таким образом, для обоснованного использования композитной арматуры для усиления растянутой зоны многопустотных железобетонных плит установкой дополнительной арматуры, требуются дополнительные исследования, включающие численный анализ несущей способности, трещиностойкости и деформативности усиленной многопустотной железобетонной плиты в зависимости от уровня нагружения в момент усиления, от процента армирования композитными стержнями, а также исследований свойств композитной арматуры после механических изгибов.

Список использованных источников

1. Проектирование реконструкции зданий и сооружений : учеб.-метод. комплекс. В 3 ч. Ч. 2. Оценка состояния и усиление строительных конструкций / Д. Н. Лазовский. – Новополоцк : ПГУ, 2010. – 340 с
2. Рекомендации по проектированию конструкций из напрягающего бетона с композитной арматурой. – Минск, НИПТИС, 2014. (1ая редакция)
3. СП 63.13330-2012 «Конструкции из бетона с композитной неметаллической арматурой. Правила проектирования». – Москва, 2013.
4. Фролов, Н. П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н. П. Фролов. – Москва: Стройиздат, 1980. – 107 с.

5. Тур, В. В. Экспериментальные исследования изгибаемых бетонных элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями / В. В. Тур, В. В. Малыха // Вестн. Полоц. гос. ун. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2013. – № 8. – С. 58–65.

6. Почебыт, А. А. Железобетонные балки с комбинированным армированием / А. А. Почебыт // Наука - 2017 : сборник научных статей. В 2 ч. Ч. 1/ Учреждение образования «Гродненский гос. ун-т им. Я.Купалы». – Гродно : ГрГУ им. Я. Купалы, 2017. – С.328 –330.

Научное издание

**СОВРЕМЕННЫЕ МЕТОДЫ
РАСЧЕТОВ И ОБСЛЕДОВАНИЙ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Материалы
78-й студенческой
научно-технической конференции

20 мая 2022 г.